

# **APLICAÇÃO DO CÁLCULO AUTOMÁTICO NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 EM TALUDES ROCHOSOS COM BASCULAMENTO DE BLOCOS**

**WILSON FERNANDO GONÇALVES DE SÁ**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Orientador: Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha de  
Menezes

JULHO DE 2015

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

## **AGRADECIMENTOS**

Concluído o desenvolvimento da presente dissertação e porque sem o apoio que recebi não teria sido possível, gostaria de deixar alguns agradecimentos.

Ao meu orientador, o Professor Doutor José Eduardo Tavares Quintanilha de Menezes, pelo empenho e disponibilidade que demonstrou e pelos conhecimentos transmitidos.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e a todos os docentes com quem tive o privilégio de aprender.

À minha família pelo carinho e apoio e aos meus colegas e amigos que me têm acompanhado ao longo de todo o meu percurso académico.



## RESUMO

O desenvolvimento desta dissertação surge da necessidade constante em desenvolver conhecimentos sobre diversos aspetos relacionados com a estabilidade de taludes. Através da análise de vários parâmetros associados à resistência de taludes, pretende-se relacionar determinados comportamentos com determinados aspetos.

A presente dissertação tem por objetivo definir o comportamento de um talude com basculamento de blocos sob diferentes características das descontinuidades que definem os blocos. Foram desenvolvidas análises paramétricas aos parâmetros de resistência do critérios de Barton-Bandis,  $JRC$ ,  $JCS$  e  $\phi_r$ , com recurso ao *RocTopple*. Foram também verificadas as correlações entre critérios de rotura com recurso a modelos numéricos, no  $RS^2$ , e através do cálculo analítico, utilizando o *RocTopple*. Os resultados foram claros, conseguindo-se correlacionar modelos de comportamento e os parâmetros de resistência.

Diferentes autores apresentam diferentes valores para o limite entre o azimuth das descontinuidades e a face do talude para que o *toppling* se possa desenrolar. Nesta dissertação procura-se esclarecer esta condição. Para verificar a influência da variação da orientação das descontinuidades em relação à face do talude, recorreu-se ao  $RS^2$  para implementar um modelo capaz de desenvolver esta verificação. Os cálculos foram conclusivos, permitindo, assim, obter conclusões capazes de dissipar qualquer tipo de dúvida suscitada pelas diferentes sugestões dos autores.

Em comum com os estudos mencionados, procura-se atualizar conhecimentos acerca da utilização e aplicabilidade dos programas de cálculo automático disponibilizados pela Rocscience, que sofrem constantes evoluções. No caso do *toppling*, o modo como os modelos são desenvolvidos, bem como os critérios utilizados, não são afetados pelas evoluções dos programas em relação a versões anteriores. Apesar disso, com esta dissertação criam-se condições para uma utilização mais eficaz destes programas de cálculo.

**PALAVRAS-CHAVE:** Taludes rochosos, *toppling*, cálculo automático, Barton-Bandis, Eurocódigo 7.



## **ABSTRACT**

The development of this dissertation arises from the constant need to develop knowledge on various aspects related to slope stability. Through the analysis of several parameters related to slope resistance is intended to associate certain behaviours with some aspects.

The aim of this dissertation is to define the behaviour of a slope with block *toppling* under different characteristics of joints that define the blocks. Parametric analyses were developed to resistance parameters of the Barton-Bandis criteria, *JRC*, *JCS* and  $\phi_r$ , using the *RocTopple*. To complete this study a numeric model was developed, in *RS<sup>2</sup>*, in order to evaluate the rock slope behaviour under the same variations. The results were clear, achieving the correlation between the behaviour models and the resistance parameters.

Different authors present different values to the boundary between the dip direction of discontinuities and the slope face so that the *toppling* actually takes place. This dissertation seeks to clarify this condition. To verify the influence of the dip direction variation of the discontinuities it was used *RS<sup>2</sup>* to implement a model capable of develop this verification. The calculation were conclusive and according with the expected.

In common with the studies mentioned, seeks to update knowledge about the use and applicability of the automatic calculation programs provided by Rocscience, which undergo constant evolution. In the case of *toppling*, the way models are developed, as the used criteria, it is not demonstrated evolution of the programs in relation to previous versions. Nevertheless, with this thesis are created conditions to a more effective usage of this calculation programs.

**KEYWORDS:** Rock slopes, *toppling*, automatic calculation, Barton-Bandis, Eurocode 7





## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS .....</b>	<b>i</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>v</b>
 <b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	 <b>1</b>
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
 <b>2 TALUDES ROCHOSOS .....</b>	 <b>3</b>
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	3
2.2. ROCHA INTACTA .....	3
2.3. DESCONTINUIDADES .....	5
2.3.1. ORIENTAÇÃO .....	6
2.3.2. PERSISTÊNCIA .....	9
2.3.3. ESPAÇAMENTO .....	10
2.3.4. RUGOSIDADE .....	11
2.3.5. ABERTURA .....	13
2.3.6. PREENCHIMENTO .....	14
2.3.7. RESISTÊNCIA DAS PAREDES .....	15
<b>2.4. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS .....</b>	<b>15</b>
2.4.1. RESISTÊNCIA DOS MACIÇOS ROCHOSOS.....	15
2.4.2. DEFORMABILIDADE DOS MACIÇOS ROCHOSOS .....	17
2.4.3. CRITÉRIOS DE ROTURA .....	18
2.4.3.1. Critério de Mohr-Coulomb .....	19
2.4.3.2. Critério de Hoek-Brown .....	22
2.4.3.3. Critério de Hoek-Brown Generalizado .....	23
2.4.3.4. Parâmetros $c$ e $\phi$ a partir do critério de Hoek-Brown.....	24
<b>2.5. RESISTÊNCIA AO CORTE DAS DESCONTINUIDADES .....</b>	<b>26</b>
2.5.1. DESCONTINUIDADES PLANAS E LISAS .....	27
2.5.2. DESCONTINUIDADES PLANAS E RUGOSAS .....	28
2.5.3. CRITÉRIOS DE ROTURA.....	29
2.5.3.1. Critério de Patton .....	29

2.5.3.2. Critério de Barton-Bandis .....	31
2.5.3.3. Parâmetros $c$ e $\phi$ a partir do critério de Barton e Choubey.....	35
<b>2.6. TIPOS DE INSTABILIDADE .....</b>	<b>36</b>
2.6.1. ANÁLISE CINEMÁTICA.....	37
2.6.2. INSTABILIDADE PLANAR.....	38
2.6.3. INSTABILIDADE EM CUNHA .....	39
2.6.4. INSTABILIDADE CIRCULAR .....	40
2.6.5. INSTABILIDADE POR <i>TOPPLING</i> .....	41
2.6.5.1. <i>Block toppling</i> .....	43
2.6.5.2. <i>Flexural toppling</i> .....	45
2.6.5.3. <i>Block-flexure toppling</i> .....	46
2.6.5.4. <i>Toppling</i> secundário .....	47
<b>3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....</b>	<b>49</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	49
3.2. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS .....	49
3.3. MÉTODOS DETERMINÍSTICOS .....	51
3.3.1. INSTABILIDADE POR <i>TOPPLING</i> .....	52
3.3.1.1. Geometria dos blocos.....	52
3.3.1.2. Estabilidade dos blocos .....	53
3.3.1.3. Ação de forças externas .....	57
3.1. MÉTODOS NUMÉRICOS .....	59
3.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 .....	61
3.2.1.1. Estados limites últimos .....	62
3.2.1.2. Abordagem de Cálculo 1 .....	62
3.3. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO .....	63
3.3.1. <i>ROC TOPPLE</i> .....	63
3.3.1.1. Definição do modelo.....	64
3.3.1.2. Resultados .....	65
3.3.2. FOLHA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO .....	66
3.3.3. <i>RS2</i> .....	69
3.3.3.1. Definição do Modelo .....	69
3.3.3.2. Resultados .....	71
<b>4 APLICAÇÃO DO CÁLCULO AUTOMÁTICO .....</b>	<b>73</b>

<b>4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....</b>	<b>73</b>
<b>4.2. INFLUÊNCIA DA MALHA NOS RESULTADOS.....</b>	<b>75</b>
<b>4.3. CÁLCULO ANALÍTICO VS CÁLCULO NUMÉRICO .....</b>	<b>77</b>
4.3.1. VALIDAÇÃO DO EXEMPLO DADO POR GOODMAN & BRAY (1976) .....	78
4.3.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	81
4.3.3. CÁLCULO DA FORÇA $P_n - 1$ .....	82
<b>4.4. CORRELAÇÃO ENTRE DIFERENTES CRITÉRIOS DE ROTURA .....</b>	<b>85</b>
4.4.1. CRITÉRIOS DE ROTURA DA ROCHA .....	86
4.4.2. CRITÉRIOS DE ROTURA DAS DESCONTINUIDADES .....	90
<b>4.5. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS <math>JRC</math>, <math>JCS</math> E <math>\phi_r</math> NO COMPORTAMENTO DO TALUDE.....</b>	<b>93</b>
<b>4.6. VARIAÇÃO DA ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES EM RELAÇÃO AO TALUDE .....</b>	<b>97</b>
 <b>5 CONCLUSÕES .....</b>	 <b>101</b>
5.1. CONCLUSÕES.....	101
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	102
 BIBLIOGRAFIA .....	 103
ANEXOS .....	105



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Resistência à compressão uniaxial por correlação com o recuo obtido com o martelo de Schmidt <i>Tipo L</i> (Deere & Miller, 1966).....	5
Figura 2.2 – Influência da orientação das descontinuidades, em relação ao talude, na estabilidade de uma fundação (Wyllie, 1999).....	7
Figura 2.3 – Definição da orientação de uma descontinuidade. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005)....	8
Figura 2.4 – Representação em planta da orientação de uma descontinuidade. Adaptado de (Wyllie, 1999). ....	8
Figura 2.5 – Medição do espaçamento médio e persistência das descontinuidades num talude (Wyllie & Mah, 2005). ....	9
Figura 2.6 – a) Ondulação; b) asperidade (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	11
Figura 2.7 – Perfis tipo de rugosidade (Brady & Brown, 2005). ....	13
Figura 2.8 – Abertura das descontinuidades. a) descontinuidade fechada; b) descontinuidade aberta; c) descontinuidade preenchida (Brady & Brown, 2005). ....	14
Figura 2.9 – Transição de uma amostra de rocha intacta para uma rocha fraturada com o aumento da amostra no mesmo talude. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005). ....	16
Figura 2.10 – Relação entre o tipo de rotura e a estrutura geológica. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005). ....	17
Figura 2.11 – Relação entre a estrutura geológica e a deformação (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	18
Figura 2.12 – Tensões principais (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	19
Figura 2.13 – Esquema de forças atuantes no plano ab.....	19
Figura 2.14 – Envolvente de Mohr-Coulomb a) em termos de tensão normal e tangencial e b) em termos de tensões principais (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	20
Figura 2.15 – Representação da resistência à tração na envolvente de Mohr-Coulomb. ....	22
Figura 2.16 – Envolvente de rotura normalizada para arenitos (Hoek & Brown, 1980).....	22
Figura 2.17 – Envolvente de Mohr-Coulomb equivalente. Adaptado de (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	25
Figura 2.18 – Relação entre as tensões principais maiores e menores para o critério de Hoek-Brown e o critério de Mohr-Coulomb equivalente (Hoek, <i>et al.</i> , 2002). ....	26
Figura 2.19 – Esquema de forças num ensaio de resistência ao corte. Adaptado de (Hoek, <i>et al.</i> , 1995). ....	27
Figura 2.20 – Curvas $\tau - \delta$ em descontinuidades ensaiadas com $\sigma = 1$ MPa (Brady & Brown, 2005). ....	28
Figura 2.21 – Resultados de ensaios, de corte direto e triaxiais, de deslizamento em descontinuidades planas e lisas dum quartzito (Jaeger e Rosengren (1969), citados em Brady & Brown (2005)).....	28
Figura 2.22 – a) Curva $\tau - \delta$ típica de descontinuidades rugosas b) envolvente de rotura linear de pico e residual. Adaptado de (Hoek, <i>et al.</i> , 1995). ....	29
Figura 2.23 – Influência do ângulo de rugosidade na resistência de uma descontinuidade (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	29
Figura 2.24 – Esquema de uma rotura por corte de uma descontinuidade (Wyllie & Mah, 2005). ....	30
Figura 2.25 – Envolvente de rotura do critério de Patton (Vallejo, <i>et al.</i> , 2002). ....	31
Figura 2.26 – Resultados de ensaios a descontinuidades com perfis de rugosidade diferente. Adaptado de (Barton, 1976). ....	32
Figura 2.27 – Ensaio <i>Tilt Test</i> (Barton, 2013). ....	34
Figura 2.28 – Perfis típicos de rugosidade e respetivo <i>JRC</i> (Barton & Choubey, 1977). ....	34
Figura 2.29 – Estimação do <i>JRC</i> a partir da medição da amplitude da asperidade da descontinuidade (Barton, 1981). ....	35

Figura 2.30 – Determinação da coesão instantânea ( $c_i$ ) e o ângulo de atrito instantâneo ( $\phi_i$ ) a partir de um critério não linear.....	36
Figura 2.31 – Análise cinemática de blocos rochosos num talude a) relação entre as descontinuidades e o talude b) representação hemisférica. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005) e (Wyllie, 1999). ....	38
Figura 2.32 – a) Instabilidade planar b) identificação da instabilidade planar na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981). ....	39
Figura 2.33 – a) Instabilidade por cunha b) identificação da instabilidade por cunha na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981). ....	40
Figura 2.34 – a) Instabilidade por cunha b) identificação da instabilidade por cunha na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981). ....	41
Figura 2.35 – a) Instabilidade por <i>toppling</i> b) identificação da instabilidade por <i>toppling</i> na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981). ....	42
Figura 2.36 – Geometria de um bloco para uma análise de estabilidade ao <i>toppling</i> (Wyllie & Mah, 2005). ....	42
Figura 2.37 – Deslizamento e <i>toppling</i> de blocos (Goodman & Shi, 1985). ....	44
Figura 2.38 – Condições para o deslizamento e para o <i>toppling</i> (Hoek & Bray, 1981). ....	44
Figura 2.39 – Blocos rochosos com instabilidade por <i>block toppling</i> (Camacho, s.d.). ....	45
Figura 2.40 – Disposição e comportamento de um sistema de blocos. Adaptado de (Tatone & Grasselli, 2009). ....	45
Figura 2.41 – <i>Flexural toppling</i> (Tatone & Grasselli, 2009). ....	46
Figura 2.42 – <i>Block-flexure toppling</i> (Hoek & Bray, 1981). ....	46
Figura 2.43 – <i>Toppling</i> secundário a) <i>slide base toppling</i> ; b) <i>slide toe toppling</i> (Hoek & Bray, 1981) ; c) <i>slide head toppling</i> (Goodman & Kieffer, 2000). ....	47
Figura 3.1 – Densidade da distribuição normal com $x = 0$ e vários valores do desvio padrão (SD). ....	50
Figura 3.2 – Modelo para análise de equilíbrio limite de <i>toppling</i> . Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005). ....	52
Figura 3.3 – Análise de equilíbrio limite. a) forças atuantes no bloco $n$ e b) <i>toppling</i> no bloco $n$ (Wyllie & Mah, 2005). ....	54
Figura 3.4 – Esquema de forças externas (Wyllie & Mah, 2005). ....	57
Figura 3.5 – Força de estabilização (Wyllie & Mah, 2005). ....	59
Figura 3.6 – Parâmetros de entrada: a) geometria do talude e b) parâmetros de resistência. ....	64
Figura 3.7 – Representação gráfica dos blocos no <i>RocTopple</i> . ....	65
Figura 3.8 – Vista geral da folha de cálculo. ....	68
Figura 3.9 – Recomendação para os limites do modelo (Wyllie & Mah, 2005). ....	69
Figura 3.10 – Definição das descontinuidades utilizando a ferramenta <i>Joint Network</i> . ....	70
Figura 3.11 – Tipos de malha: a) <i>uniform</i> ; b) <i>graded</i> ; c) <i>radial</i> . ....	71
Figura 4.1 – Modelo 1. ....	74
Figura 4.2 – Modelo 2. ....	75
Figura 4.3 – Modelo 3. ....	75
Figura 4.4 – Gráfico que relaciona o fator de segurança com o número de elementos em cada modelo. ....	76
Figura 4.5 – Comportamento dos blocos segundo obtido através da Folha de Cálculo. ....	79
Figura 4.6 – Comportamento dos blocos obtido no <i>RocTopple</i> . ....	79
Figura 4.7 – Deslocamento dos blocos segundo o modelo numérico. ....	80
Figura 4.8 – Resultado do cálculo numérico utilizando descontinuidades implícitas. ....	81
Figura 4.9 – Cálculo da força $P_n - 1, s$ segundo as diferentes propostas na Folha de Cálculo para $\phi_d = \phi_p = 38.15^\circ$ . ....	83

Figura 4.10 – Cálculo da força $P_n - 1, s$ através do <i>RocTopple</i> para $\phi_d = \phi_p = 38.15^\circ$ .	83
Figura 4.11 – Cálculo da força $P_n - 1, s$ segundo as diferentes propostas na Folha de Cálculo para $\phi_d = \phi_p = 20^\circ$ .	84
Figura 4.12 – Cálculo da força $P_n - 1, s$ através do <i>RocTopple</i> para $\phi_d = \phi_p = 20^\circ$ .	84
Figura 4.13 – Comportamento dos blocos, segundo a análise numérica para $\phi_d = \phi_p = 20^\circ$ .	85
Figura 4.14 – Parâmetros de resistência da rocha obtidos a partir do <i>RocLab</i> .	87
Figura 4.15 – Máxima tensão de corte.	88
Figura 4.16 – Zonas em cedência.	89
Figura 4.17 – Máxima tensão de corte com a aplicação de uma descontinuidade com parâmetros equivalentes à resistência da rocha.	90
Figura 4.18 – Correlação dos parâmetros do critério de Barton-Bandis com o critério de Moh-Coulomb.	91
Figura 4.19 – Cálculo numérico utilizando os parâmetros de Mohr-Coulomb.	92
Figura 4.20 – Cálculo analítico utilizando os parâmetros de Mohr-Coulomb.	92
Figura 4.21 – Fator de segurança vs. <i>JCS</i> das descontinuidades na base dos blocos.	93
Figura 4.22 – Fator de segurança vs. <i>JCS</i> das descontinuidades nas laterais dos blocos.	94
Figura 4.23 – Fator de segurança vs. <i>JRC</i> das descontinuidades na base dos blocos.	95
Figura 4.24 – Fator de segurança vs. <i>JRC</i> das descontinuidades nas laterais dos blocos.	95
Figura 4.25 – Fator de segurança vs. ângulo de atrito residual das descontinuidades na base dos blocos.	96
Figura 4.26 – Fator de segurança vs. ângulo de atrito residual das descontinuidades nas laterais dos blocos.	97
Figura 4.27 – Identificação do limite da diferença de orientações do talude e das descontinuidades na projeção hemisférica.	97
Figura 4.28 – Vista em planta da variação da orientação das descontinuidades em relação à face do talude. a) orientação das descontinuidades igual à da face do talude; b) orientação das descontinuidades com uma variação de $20^\circ$ em relação à face do talude.	98
Figura 4.29 – Modelo com o talude e as descontinuidades com uma orientação de $90^\circ$ .	99
Figura 4.30 – Modelo onde as descontinuidades têm uma diferença de $40^\circ$ em relação à face do talude.	99
Figura 4.31 – Variação do fator de segurança com o azimute da descontinuidade.	100





## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação da continuidade das descontinuidades (Brady & Brown, 2005). .....	10
Quadro 2.2 – Classificação do espaçamento das descontinuidades ISMR. ....	11
Quadro 2.3 – Classificação das descontinuidades segundo a sua rugosidade (Brady & Brown, 2005).12	
Quadro 2.4 – Classificação da abertura das descontinuidades. ....	14
Quadro 3.1 – Coeficientes parciais de segurança de acordo com a Abordagem de Cálculo 1 (Matos Fernandes, 2011). ....	63
Quadro 4.1 – Geometria do talude. ....	74
Quadro 4.2 – Diferença entre uma malha com diferentes densidades com a aplicação do Eurocódigo 7. ....	76
Quadro 4.3 – Parâmetros utilizados para definir as descontinuidades e a rocha. ....	77
Quadro 4.4 – Resultados obtidos em cada programa. ....	78
Quadro 4.5 – Fator de segurança nos diferentes programas, para diferentes resistências das descontinuidades. ....	81
Quadro 4.6 – Resultados da correlação entre o critério de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb. ....	87
Quadro 4.7 – Parâmetros de Barton-Bandis utilizados. ....	90
Quadro 4.8 – Resultados da correlação entre o critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb. ....	91



## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

Símbolos do alfabeto latino:

$a$  – Constante que depende das propriedades e características do maciço

$c$  – Coesão

$c_i$  – Coesão instantânea

$i$  – Ângulo de rugosidade

$\bar{l}$  – Comprimento médio das descontinuidades

$m_b$  – Constante reduzida da constante do material  $m_i$

$m_i$  – Constante do material

$n$  – Número de blocos

$r$  – Recuo sobre a parede da junta em estado natural

$s$  – Constante que depende das propriedades e características do maciço

$\bar{s}$  – Valor médio das distâncias entre descontinuidades de uma família

$\bar{x}$  – Valor médio

$y_n$  – Altura do bloco

$A$  – Constante do material

$B$  – Constante do material

$D$  – Parâmetro que depende da perturbação do maciço

$E_i$  – Módulo de elasticidade do material

$F$  – Coeficiente global de segurança

$F_d$  – Valor de cálculo da ação

$F_{rep}$  – Valor representativo da ação

$H$  – Altura do talude

$L_1$  – Comprimento da linha de observação

$L_n$  – Ponto de aplicação da força  $P_{n-1}$

$M$  – Força necessária mobilizar para fazer face à instabilidade

$M_n$  – Ponto de aplicação da força  $P_n$

$N'$  – Número de descontinuidades

$N''$  – Número de descontinuidades que intersectam a linha  $L_1$

$N_c$  – Número de descontinuidades contidas

$N_t$  – Número de descontinuidades transcendentais

$P_n$  – Componente normal à face do bloco  $n$ , devido à força de interação entre os blocos  $n$  e  $n + 1$

$P_{n-1}$  – Componente normal à face do bloco  $n$ , devido à força de interação entre os blocos  $n$  e  $n - 1$   
 $Q_n$  – Componente tangencial à face do bloco  $n$ , devido à força de interação entre os blocos  $n$  e  $n + 1$   
 $Q_{n-1}$  – Componente tangencial à face do bloco  $n$ , devido à força de interação entre os blocos  $n$  e  $n - 1$   
 $R$  – Forças mobilizáveis ou resistentes  
 $R$  – Recuo obtido com o martelo de Schmidt sobre a rocha intacta seca  
 $R_n$  – Reação normal atuante na base do bloco  $n$   
 $S$  – Forças instabilizadoras ou solicitantes  
 $SD$  – Desvio padrão  
 $S_n$  – Reação tangencial atuante na base do bloco  $n$   
 $T_0$  – Tração simples da rocha  
 $T_t$  – Força necessária para evitar a rotura por *toppling*  
 $W_n$  – Peso do bloco  $n$   
 $X_d$  – Valor de cálculo da propriedade do material  
 $X_k$  – Valor característico da propriedade do material

Símbolos do alfabeto grego:

$\alpha$  – Azimute  
 $\psi$  – Pendor  
 $\psi_b$  – Inclinação do plano de base  
 $\psi_d$  – Inclinação das descontinuidades laterais  
 $\psi_p$  – Inclinação da base dos blocos  
 $\psi_f$  – Inclinação da face do talude  
 $\psi_s$  – Inclinação do topo do talude  
 $\psi_s$  – Inclinação da ancoragem  
 $\tau$  – Tensão de corte ou tangencial  
 $\sigma_1$  – Tensão principal maior  
 $\sigma_2$  – Tensão principal intermédia  
 $\sigma_3$  – Tensão principal menor  
 $\sigma_{ci}$  – Resistência à compressão simples da rocha intacta  
 $\sigma_n$  – Tensão normal  
 $\sigma'_n$  – Tensão normal efetiva  
 $\sigma_t$  – Resistência à tração  
 $\sigma_{tm}$  – Resistência à tração do maciço

$\phi$  e  $\phi_j$  – Ângulo de atrito

$\phi_b$  – Ângulo de atrito básico

$\phi_d$  – Ângulo de atrito da lateral dos blocos

$\phi_i$  – Ângulo de atrito instantâneo

$\phi_p$  – Ângulo de atrito de pico

$\phi_r$  – Ângulo de atrito residual

$\phi_{cálculo}$  – Ângulo de atrito de cálculo

$\phi_{característico}$  – Ângulo de atrito característico

$\phi_{necessário}$  – Ângulo de atrito necessário para estabelecer o equilíbrio limite

$\beta$  – Orientação do plano da descontinuidade

$\delta$  – Deslocamento

$\Delta x$  – Largura do bloco

$\gamma$  – Peso volúmico

$\gamma_F$  – Coeficiente parcial de segurança para a ação

$\gamma_M$  – Coeficiente de segurança parcial para o material

Abreviaturas:

FS – Fator de segurança

*GSI – Geological Strength Index*

*JRC – Coeficiente de rugosidade da junta (Joint Roughness Coeficiente)*

*JCS – Resistência à compressão uniaxial das paredes da junta (Joint Wall Compressive Strength)*

*SSR – Shear Strength Reduction*

*SRF – Strength Reduction Factor*

*VBA - Visual Basic for Applications*

EN – Norma Europeia

EC7 – Eurocódigo 7

*ISRM – International Society for Rock Mechanics*

MEF – Método dos Elementos Finitos

NP – Norma Portuguesa

*RS<sup>2</sup> – Rock and Soil 2-dimensional analysis program*

*RS<sup>3</sup> – Rock and Soil 3-dimensional analysis program*



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1. ENQUADRAMENTO

Os taludes rochosos são objeto de estudo por parte dos engenheiros geotécnicos com muita frequência, devido ao modo como se encontram na natureza e à sua incorporação em muitas atividades construtivas. Para além do estudo dos taludes que estão ligados a atividades construtivas, é do domínio da engenharia geotécnica a avaliação do comportamento dos taludes naturais que apresentem qualquer tipo de ameaça às diferentes atividades do homem.

Nos casos de taludes permanentes, que interferem no comportamento de estruturas (pontes, barragens, fundações, etc.), estes devem comportar-se de modo a garantir todas as condições necessárias para o bom funcionamento da estrutura ao longo da vida útil, para o qual a estrutura é projetada. Mesmo em taludes temporários, algumas condições de estabilidade devem ser garantidas. Cabe aos engenheiros o estudo do comportamento dos taludes, bem como a implementação de medidas que garantam determinadas condições de estabilidade.

No caso de taludes em rocha, importa conhecer o comportamento mecânico das rochas. O conhecimento acerca desta matéria tem tido evoluções ao longo dos tempos mas foi a partir da criação da *ISMR* (*International Society for Rock Mechanics*) que o seu crescimento foi bastante impulsionado. A interação entre investigadores permitiu uma grande evolução do conhecimento acerca de mecânica das rochas.

Com a proliferação dos recursos informáticos, novos desafios surgiram, nomeadamente ao nível da implementação dos conhecimentos adquiridos em ferramentas capazes de desenvolver análises mais realistas e em menos tempo. Nos dias que correm, o engenheiro deve ser capaz de utilizar as ferramentas disponíveis, compreendendo o seu comportamento, de modo a desenvolver modelos que reproduzam diferentes casos de estudo, conforme as necessidades. Para além disso, deve ter sensibilidade para interpretar resultados e prever eventuais medidas de correção em estudos executados de forma incorreta.

Um dos desafios que se coloca sempre que se pretende estudar a estabilidade de taludes é a definição de parâmetros geométricos e de resistência. Esta é uma parte muito sensível do estudo, pois pequenas variações em alguns parâmetros resultam em significativas diferenças no resultado final. Com recurso a diferentes programas informáticos é desenvolvido, na presente dissertação, um estudo do comportamento de taludes com potencial de instabilidade por *toppling* perante diferentes parâmetros e diferentes metodologias de estudo.

Com este estudo, pretende-se contribuir para uma melhor previsão do comportamento de taludes suscetíveis de sofrerem *toppling* sob diversas condições. Pretende-se contribuir também para um melhor

conhecimento acerca dos programas informáticos, testando as suas potencialidades e contornando as suas limitações, contribuindo assim para o melhor planeamento do estudo de um talude.

## **1.2. OBJETIVOS**

O desenvolvimento desta dissertação tem como objetivo geral compreender o comportamento de taludes rochosos com basculamento de blocos, aplicando programas de cálculo automático. Com vista a alcançar o objetivo geral proposto, foram definidos os seguintes objetivos parciais:

- Desenvolver uma folha de cálculo capaz de proceder a um cálculo analítico de taludes, onde a geometria possa ser definida pelo utilizador;
- Verificar, através de cálculos numéricos e analíticos, as correlações entre diferentes critérios de rotura, tanto para a rocha como para as descontinuidades;
- Validar o procedimento de cálculo proposto por Goodman (1986) com recurso a modelos numéricos e ao mesmo tempo comparar o cálculo determinístico com o cálculo numérico;
- Analisar a influência dos parâmetros do critério de Barton no comportamento de um talude com potencial instabilidade por *toppling*;
- Definir o limite da diferença entre o azimute da descontinuidade e o azimute da face do talude.

## **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos. A este primeiro capítulo, de introdução, seguem-se os seguintes capítulos:

- Capítulo 2: apresentam-se as especificidades dos taludes rochosos, nomeadamente as características dos maciços rochosos, com especial foco nas descontinuidades, que são fundamentais na análise dos diferentes tipos de instabilidades apresentados neste capítulo;
- Capítulo 3: são apresentadas as diferentes abordagens de análise de estabilidade, incluindo a aplicação do cálculo automático;
- Capítulo 4: apresentam-se diferentes análises numéricas relacionadas com diferentes aspetos;
- Capítulo 5: são discutidos os resultados.



## 2 TALUDES ROCHOSOS

### 2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Cada talude apresenta características diferentes, tornando cada talude um caso único de estudo. Quanto aos taludes rochosos, as suas especificidades estão relacionadas com as características dos maciços rochosos, que apresentam uma grande variabilidade de características. A definição das características relevantes para os projetos é um processo complexo e ao qual está sempre associada alguma incerteza, sendo obrigação do engenheiro minimizar estas incertezas. Este deverá ter a capacidade de prever as características dos maciços e a sua resposta aos distúrbios tal como estes se encontram na natureza.

Os maciços rochosos são compostos por rocha intacta e descontinuidades que, no seu conjunto, definem blocos. A rocha intacta constitui o material do bloco e representa a maior parte do volume do maciço. Já as descontinuidades são os elementos estruturais que separam a rocha intacta em blocos, originando blocos de diversas formas e dimensões conforme a sua orientação, espaçamento e comprimento. De um modo simplista, pode definir-se maciço rochoso como sendo um aglomerado de blocos de rocha cuja geometria é definida pelas descontinuidades.

O primeiro passo a dar no desenvolvimento de um projeto de engenharia que envolva maciços rochosos é identificar e caracterizar os constituintes do maciço, fazendo a recolha de dados que permitam definir a estrutura geológica, todas as alterações na rocha, o estado de tensão em que a rocha se encontra e o regime hidrogeológico. Neste capítulo são apresentadas as características mais relevantes para o estudo desenvolvido.

Mais à frente são apresentados os diferentes tipos de instabilidade em taludes rochosos que, tal como será discutido, estão diretamente relacionados com as características dos maciços rochosos. A estabilidade de taludes rochosos depende de uma série de fatores relacionados com a sua geometria e com as suas características geológicas, hidrogeológicas e geotécnicas. A combinação destes fatores determina as condições de rotura.

### 2.2. ROCHA INTACTA

Rocha intacta ou matriz rochosa são termos utilizados em engenharia para definir rocha que não contenha fraturação significativa. As rochas intactas são agregados naturais duros e compactos de partículas minerais com fortes e permanentes uniões coesivas, que normalmente se considera como sendo um sistema contínuo. As suas propriedades físicas resultam da sua composição mineralógica, história geológica (como deformações) e processos de alteração e meteorização (Vallejo, *et al.*, 2002).

Como anteriormente foi referido, a rocha intacta é o material que compõe os blocos rochosos entre as descontinuidades. As dimensões dos blocos rochosos podem variar bastante e o seu comportamento é geralmente elástico e isotrópico à escala dos maciços rochosos (Hoek, *et al.*, 1995), embora numa escala microscópica seja anisotrópico devido às alterações e meteorização que a rocha sofre ao longo do tempo e também devido à existência de poros, microfissuras, planos de foliação, recristalizações, etc.

Em geral, as características da rocha intacta não são muito relevantes para o tipo de estudo que está a ser discutido. Apesar disso, é necessário avaliar algumas características da sua resistência, até porque, mesmo em casos onde a resistência da rocha intacta não tem influência direta no comportamento do maciço, alguns dos seus parâmetros são utilizados, através de correlações, para definir os parâmetros de resistência de maciços e descontinuidades.

Um desses parâmetros é a resistência à compressão uniaxial, que é utilizado na formulação de alguns critérios de rotura, apresentados mais à frente. Em estudos onde não é necessária a definição da resistência à compressão uniaxial de forma muito rigorosa, este pode ser determinado pela simples identificação do tipo de rocha, dado que se trata de um material que requer o seu conhecimento em muitos casos, alguns parâmetros já foram objeto de estudo vezes suficiente para serem considerados fiáveis. Usualmente, não é considerada a resistência à tração da rocha mas, se necessário, esta pode ser definida a partir da resistência à compressão uniaxial. A resistência à tração das rochas é aproximadamente 10% da resistência à compressão uniaxial em condições não confinadas (Hoek, 1966).

Quando é necessário desenvolver um estudo mais rigoroso, a determinação da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta pode ser feita a partir do ensaio com o martelo de Schmidt. Este ensaio consiste em “disparar” uma massa normalizada (depende do tipo de martelo) contra o material que se pretende ensaiar e efetuar a leitura à escala do aparelho, do valor do recuo da massa. O valor obtido é função da energia absorvida na deformação plástica e de rotura do material ensaiado. Este valor é então correlacionado com a dureza da superfície ensaiada. Na Figura 2.1 é apresentado um gráfico de origem experimental que correlaciona os valores do recuo obtidos no ensaio com um martelo de Schmidt (“Tipo L”) com a resistência à compressão do material. O valor da resistência vem em função da orientação do disparo e do peso volúmico da rocha. Em rochas intactas, a resistência obtida a partir deste ensaio perde precisão quando a superfície sobre o qual se efetua o disparo apresenta algum grau de alteração, visto que a resistência da rocha intacta é superior à resistência nas suas extremidades devido à meteorização.

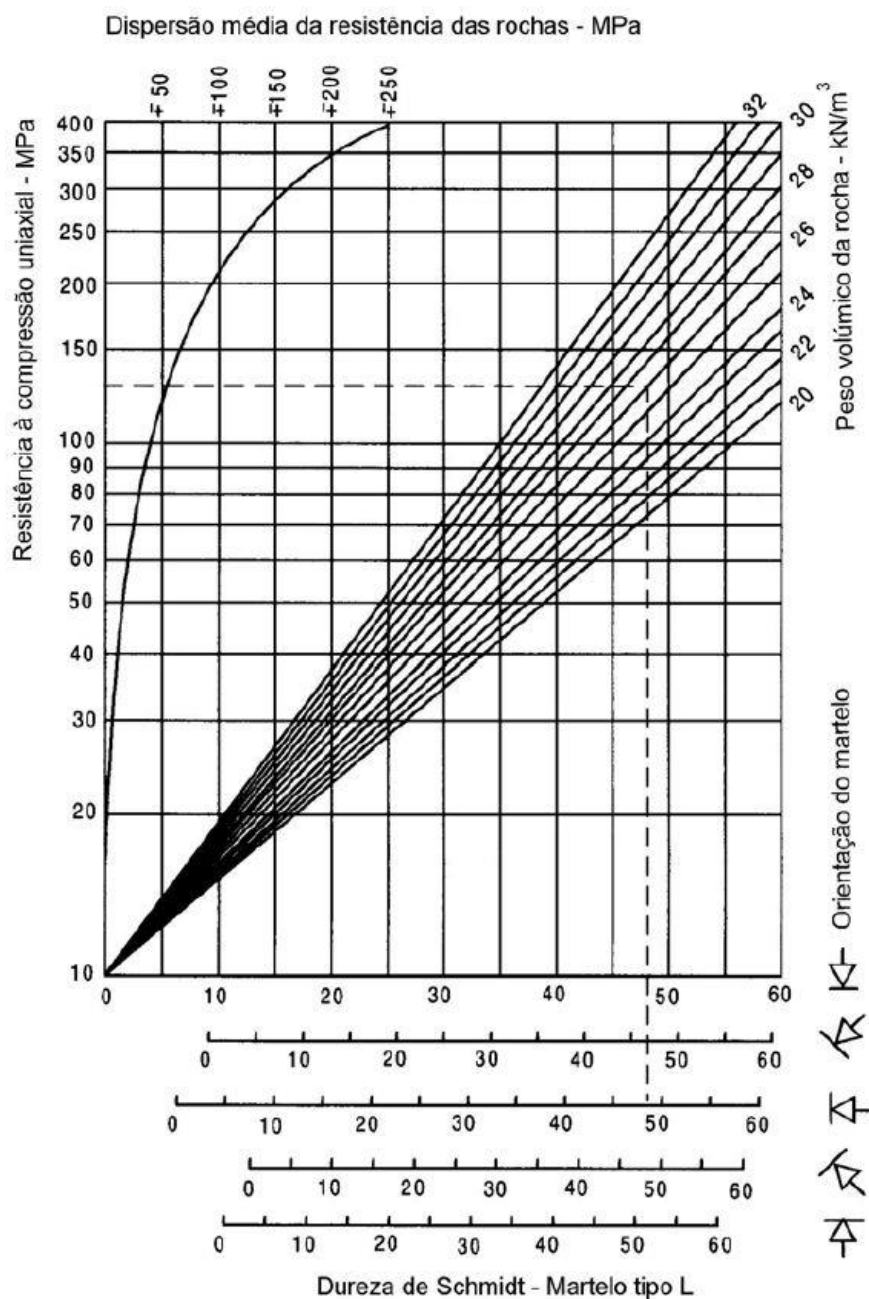


Figura 2.1 – Resistência à compressão uniaxial por correlação com o recuo obtido com o martelo de Schmidt *Tipo L* (Deere & Miller, 1966).

### 2.3. DESCONTINUIDADES

Desde o processo de gênese até ao período de existência das rochas, estas vão sofrendo processos responsáveis pelo aparecimento das descontinuidades, bem como pela alteração das suas características. O processo de formação das descontinuidades influencia algumas das suas características, tais como as dimensões e a resistência ao deslizamento e, por este motivo, a categorização das descontinuidades é feita tendo em conta o modo como surgiram. Deste modo, as descontinuidades podem ser falhas, superfícies de estratificação, foliação, diáclases, clivagem de fratura ou xistosidade.

Em termos práticos, conhecer os tipos de descontinuidades num dado maciço permite criar à partida certas expectativas em relação a algumas das suas propriedades gerais, uma vez que lhes estão diretamente associadas. A existência de descontinuidades confere ao maciço um comportamento heterogéneo, anisotrópico e descontínuo, o que torna o seu comportamento complexo. Tais descontinuidades representam planos de debilidade que, em muitos casos, controlam os processos de deformação e rotura, nomeadamente à superfície, que é onde se localizam os taludes. Além disso, as dimensões e influência dos blocos rochosos na estabilidade depende muito das características das descontinuidades, nomeadamente a sua estruturação e resistência.

De um modo geral, as descontinuidades surgem agrupadas em famílias com características semelhantes. Contudo, podem também surgir descontinuidades isoladas, as quais são geralmente mais contínuas e persistentes. Num dado local, para a caracterização das descontinuidades, poderá ser tão relevante um estudo individual quanto um estudo, com carácter estatístico, das famílias de descontinuidades. Tal deve-se ao facto de algumas, como as diáclases e as superfícies de estratificação, poderem condicionar o comportamento do maciço tanto de forma individual como associadas entre si. No caso, por exemplo, das falhas, apesar de surgirem normalmente em famílias, é frequente apresentarem orientações e propriedades físicas diferentes umas das outras, além de que o número daquelas cujo estudo geotécnico é relevante é reduzido. Assim, dado que quer as famílias de descontinuidades, quer as descontinuidades isoladas podem controlar o comportamento dos maciços rochosos, poderá ser necessário fazer uma análise independente para cada uma delas tendo em conta a sua tipologia.

Para o desenvolvimento do conhecimento acerca do comportamento de taludes em maciços rochosos é necessário compreender como as descontinuidades influenciam o seu comportamento. Sendo os blocos definidos pelas descontinuidades, as dimensões e forma dos blocos são determinadas pelas características destas, especificamente pela orientação, número de famílias, desenvolvimento e espaçamento. Para além destas, existem outras características que definem o comportamento global do talude em material rochoso. As principais características e parâmetros geométricos das descontinuidades que têm interesse para um projeto de Engenharia são os seguintes:

- Orientação;
- Persistência;
- Espaçamento
- Rugosidade;
- Abertura;
- Preenchimento;
- Resistência das paredes.

A recolha destes elementos é feita através da observação direta de afloramentos ou indiretamente, através de trabalhos de prospeção como galerias, poços ou sondagens. Algumas considerações relevantes para o comportamento dos taludes rochosos são apresentadas abaixo.

### 2.3.1. ORIENTAÇÃO

No levantamento das características das descontinuidades, a primeira tarefa deve ser a identificação das famílias de descontinuidades e as suas orientações. Esta é uma das características mais importantes das descontinuidades, que como é possível observar na Figura 2.2, pode ditar diferentes tipos de comportamento do talude.

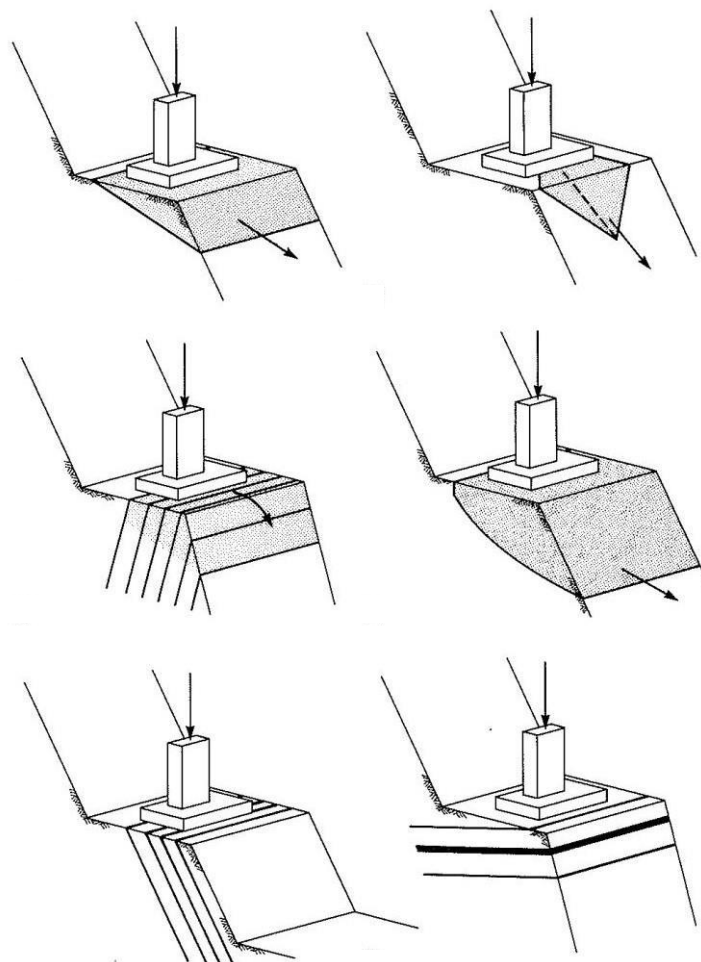


Figura 2.2 – Influência da orientação das descontinuidades, em relação ao talude, na estabilidade de uma fundação (Wyllie, 1999).

Apesar de ser importante a identificação de possíveis instabilidades visualmente, a definição das instabilidades requer um estudo mais criterioso. Para isso, é necessário determinar a orientação das descontinuidades pelos valores de dois ângulos: o azimute (*dip direction*) e o pendor (*dip*). O primeiro corresponde ao ângulo, medido no sentido horário, entre o norte e a projeção horizontal da linha de maior declive do plano da descontinuidade. O pendor é o ângulo entre o plano da descontinuidade e o plano horizontal. Na Figura 2.3 é apresentado um esquema ilustrativo do modo como se define a orientação de uma descontinuidade através da medição do seu azimute ( $\alpha$ ) e do seu pendor ( $\psi$ ).

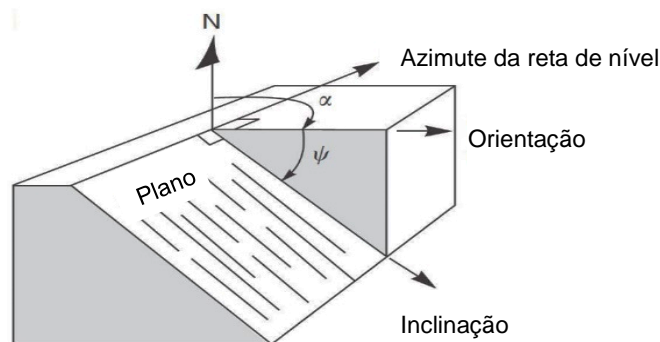


Figura 2.3 – Definição da orientação de uma descontinuidade. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005).

Utilizando como exemplo uma descontinuidade cujo o azimute/orientação (*dip direction*) é de  $150^\circ$  e o pendor/inclinação (*dip*) é de  $30^\circ$  a sua representação em planta fica com ilustrado na Figura 2.4.

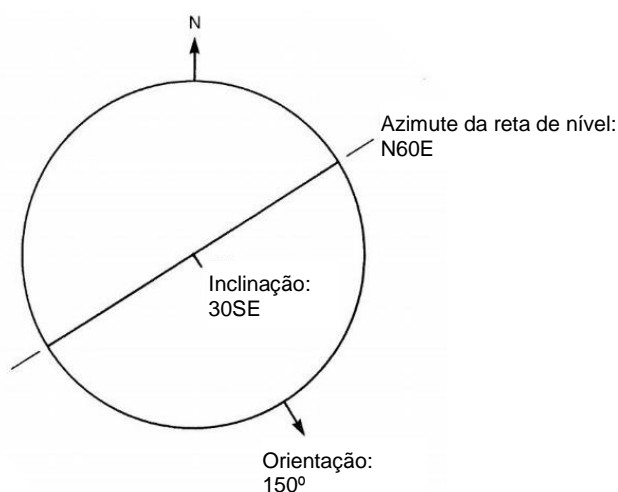


Figura 2.4 – Representação em planta da orientação de uma descontinuidade. Adaptado de (Wyllie, 1999).

Em situações onde é necessário um tratamento estatístico ou análises de estabilidade, frequente em maciços onde existe uma larga quantidade de descontinuidades, é comum representar a orientação na forma azimute/pendor. No exemplo ilustrado na Figura 2.4 a orientação fica escrita na forma 150/30.

Na mesma imagem pode observar-se também a representação do azimute da reta de nível (*strike*), medido a partir do Norte, podendo seguir a orientação de Este ou Oeste de modo a que não ultrapasse os  $90^\circ$ . Este elemento surge da forma como são obtidos os dados de campo, utilizando bússola e inclinómetro, com a informação sobre o azimute da reta de nível (*strike*) e pendor, que no exemplo fica N60E, 30SE.

### 2.3.2. PERSISTÊNCIA

A persistência das descontinuidades é a extensão desta sobre um plano. Esta característica tem a particularidade de ser difícil de determinar, mas é um dos parâmetros mais importantes em maciços rochosos, especialmente em análises de estabilidade, pois, juntamente com o espaçamento, define as dimensões dos blocos potencialmente instáveis.

Para determinar a persistência, recorre-se a um procedimento desenvolvido por Pahl (1981), citado em Duncan (1999), que consiste em definir uma área com as dimensões  $L_1$  e  $L_2$  (Figura 2.5). Nessa área deve ser determinado o número de descontinuidades ( $N'$ ), o seu pendor ( $\psi$ ), o número de descontinuidades contidas ( $N_c$ ) e o número de descontinuidades transcendentais ( $N_t$ ). As descontinuidades contidas (c) são as que se encontram na totalidade dentro da área definida, já as descontinuidades transcendentais (t) são as que apresentam um desenvolvimento superior à linha de observação.

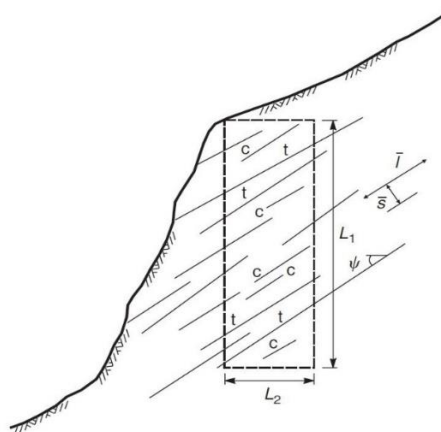


Figura 2.5 – Medição do espaçamento médio e persistência das descontinuidades num talude (Wyllie & Mah, 2005).

No exemplo da Figura 2.5,  $N' = 14$ ,  $N_c = 5$ ,  $N_t = 4$ .

Definidos os elementos anteriormente apresentados, é possível calcular o comprimento médio das descontinuidades ( $\bar{l}$ ) a partir da seguinte equação:

$$\bar{l} = H' \frac{(1 + m)}{(1 - m)} \quad (2.1)$$

onde:

$$H' = \frac{L_1 L_2}{(L_1 \cos \psi + L_2 \sin \psi)} \quad (2.2)$$

e

$$m = \frac{(N_t - N_c)}{(N' + 1)} \quad (2.3)$$

A continuidade pode ser classificada a partir dessa medição de acordo com o quadro seguinte.

Quadro 2.1 – Classificação da continuidade das descontinuidades (Brady & Brown, 2005).

Comprimento (m)	Continuidade
< 1	Muito pequena
1 - 3	Pequena
3 - 10	Média
10 - 20	Elevada
> 20	Muito elevada

Dado que as descontinuidades são elementos que conferem ao maciço menor capacidade resistente, a presença de descontinuidades com continuidade elevada ou pequena resultará em capacidades de resistência diferentes. É então necessário ter em atenção a sua estimacão, especialmente na análise de estabilidade de taludes, pois a sua definição por defeito conduz a características de resistência do maciço rochoso otimistas.

### 2.3.3. ESPAÇAMENTO

O espaçamento entre descontinuidades (Figura 2.5) refere-se ao valor médio das distâncias entre descontinuidades de uma família ( $\bar{s}$ ). Tal espaçamento é medido na direção perpendicular aos planos das descontinuidades. Na medição do espaçamento, deve determinar-se previamente se devem ser consideradas todas as descontinuidades ou apenas as que pertencem a uma determinada família. O espaçamento é dado por:

$$\bar{s} = \frac{L_1 \cos \psi}{N''} \quad (2.4)$$

onde:

$L_1$  – Comprimento da linha de observação;

$\psi$  – Pendor das descontinuidades;

$N''$  – Número de descontinuidades que interseam a linha  $L_1$ .

Uma classificação qualitativa do espaçamento das descontinuidades foi apresentada pelo ISRM tendo em conta intervalos de valores que este pode assumir (ver Quadro 2.2).



Quadro 2.2 – Classificação do espaçamento das discontinuidades ISMR.

Espaçamento (mm)	Classificação
< 20	Extremamente fechado
20 – 60	Muito fechado
60 – 200	Fechado
200 – 600	Moderado
600 – 2000	Aberto
2000 – 6000	Muito aberto
> 6000	Extremamente aberto

O espaçamento entre as discontinuidades tem influência nos diferentes mecanismos de rotura. Em áreas alargadas, o espaçamento reduzido das discontinuidades traduz-se numa redução da “coesão” do maciço rochoso. Esta redução pode alterar o modo de rotura, que normalmente é do tipo translacional, para uma rotura do tipo rotacional. A formação de pequenos blocos devido ao baixo espaçamento resulta numa diminuição de importância do parâmetro orientação quanto à sua influência nas características de resistência e deformabilidade do maciço.

#### 2.3.4. RUGOSIDADE

A rugosidade é uma característica favorável à estabilidade e está presente em todas as discontinuidades naturais, embora em discontinuidades com pouca rugosidade (lisas) não seja tida em conta por apresentar um acréscimo de resistência à discontinuidade irrelevante.

Este parâmetro pode ser caracterizado pela curvatura (Figura 2.6a) ou pela asperidade (Figura 2.6b). A curvatura é identificada numa escala superior, onde é possível identificar a ondulação ao longo da discontinuidade. Esta é responsável pela ocorrência de dilatância – um aumento do volume devido ao deslocamento vertical. O deslocamento vertical surge devido à necessidade de ultrapassar os relevos que não são destruídos durante a rotura. A asperidade corresponde às irregularidades da superfície que, normalmente, são destruídas à medida que o deslocamento ocorre sobre essa superfície. Nos casos onde as irregularidades apresentam elevada resistência ou as tensões a que estão sujeitas são baixas, a sua destruição pode não se verificar e, nesse caso, ocorre dilatância.

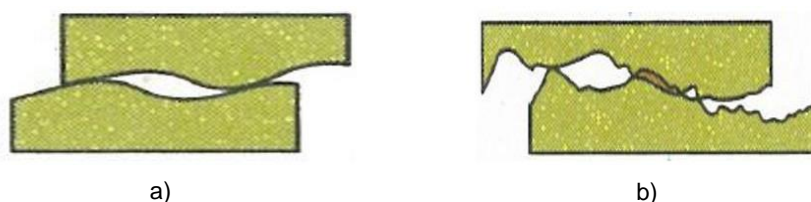


Figura 2.6 – a) Ondulação; b) asperidade (Vallejo, *et al.*, 2002).

Em maciços onde estejam reunidas as condições para a ocorrência de deslizamentos sobre planos de descontinuidades, a rugosidade pode conceder capacidade resistente às descontinuidades de modo a vencer as forças desestabilizadoras. A resistência associada à presença de paredes rugosas depende de parâmetros como a resistência das rochas, estado de tensão *in situ*, abertura, espessura ou asperidade. O valor da resistência devido à rugosidade diminui com o aumento da abertura, da espessura do enchimento e em situações onde as irregularidades já foram destruídas devido a deslizamentos significativos sobre o plano de descontinuidade. Nos casos onde a relação entre a tensão normal e a resistência da rocha é superior, o valor da resistência associada à rugosidade é também superior.

As descontinuidades podem apresentar diversas formas e são classificadas através de observações. O ISMR propõe uma classificação (Quadro 2.3) com ilustração na Figura 2.7.

Quadro 2.3 – Classificação das descontinuidades segundo a sua rugosidade (Brady & Brown, 2005).

Classe	Descrição
I	Rugosa ou irregular, em patamares
II	Lisa, em patamares
III	Espelhada <sup>1</sup> , em patamares
IV	Rugosa ou irregular, ondulada
V	Lisa, ondulada
VI	Espelhada <sup>1</sup> , ondulada
VII	Rugosa ou irregular, planar
VIII	Lisa, planar
IX	Espelhada <sup>1</sup> , planar

<sup>1</sup> O termo espelhada só deverá ser usado quando houver sinais evidentes de deslizamento prévio ao longo da descontinuidade.

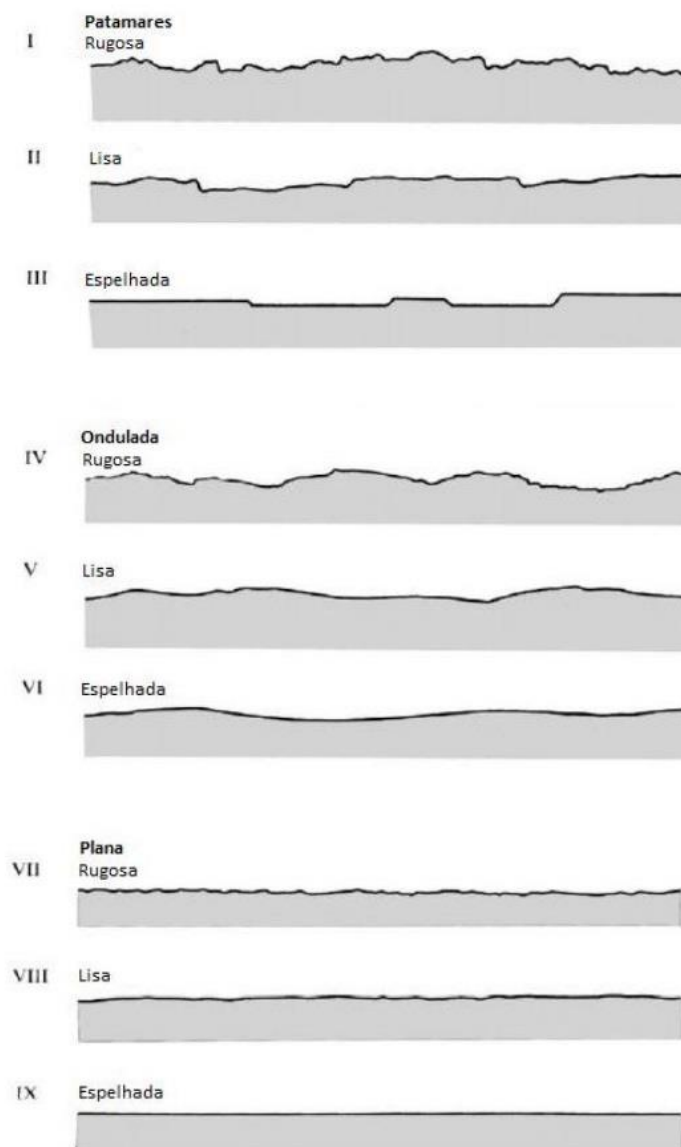


Figura 2.7 – Perfis tipo de rugosidade (Brady & Brown, 2005).

#### 2.3.5. ABERTURA

A abertura de uma descontinuidade é a distância, medida na perpendicular, entre as duas paredes da mesma, estando este espaço preenchido ou não por algum material. As descontinuidades podem estar fechadas, abertas ou preenchidas (Figura 2.8). Nas descontinuidades preenchidas designamos por espessura a medida perpendicular às paredes.

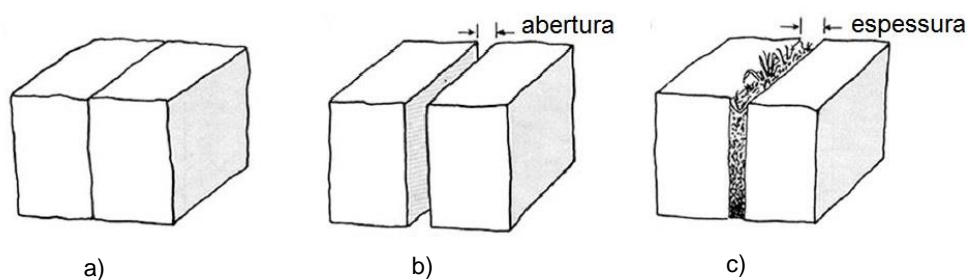


Figura 2.8 – Abertura das descontinuidades. a) descontinuidade fechada; b) descontinuidade aberta; c) descontinuidade preenchida (Brady & Brown, 2005).

A causa do afastamento das duas paredes pode ser diversa. Geralmente, grandes aberturas podem ser provocadas por deslizamentos prévios em descontinuidades com rugosidade elevada, por movimentos gerados por tensões de tração, por arrastamento dos materiais de enchimento ou por fenómenos de solução. O valor da abertura varia ao longo da extensão da descontinuidade, tornando muito difícil a determinação desta medida.

A classificação da abertura das descontinuidades, tendo em conta o seu valor, é apresentada no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Classificação da abertura das descontinuidades.

Abertura (mm)	Classificação
<0,1	Muito fechada
0,1 – 0,25	Fechada
0,25 – 0,5	Parcialmente fechada
0,5 – 2,5	Aberta
2,5 – 10	Larga
10 – 100	Muito larga
100 – 1000	Extremamente larga
> 1000	Cavernosa

#### 2.3.6. PREENCHIMENTO

Quando uma descontinuidade se encontra aberta, materiais como areias, silte, argila e material alterado começam a ocupar o espaço entre as paredes da descontinuidade. Este material, mais fraco do que a rocha que constitui o maciço, é designado preenchimento e as suas propriedades condicionam o comportamento das descontinuidades.

O material que constitui o preenchimento das descontinuidades pode ser muito variável tendo, por isso, características como a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade também muito variáveis. Assim, é importante levar a cabo um cuidadoso estudo daquele material de modo a antecipar o comportamento das descontinuidades do maciço rochoso, assumindo particular relevância a análise do

tipo de material de enchimento (mineralogia, dimensão das partículas, grau de alteração e potencial expansivo). Além do tipo de material do enchimento, é importante apurar a sua resistência ao corte e as suas características de deformabilidade e permeabilidade.

#### **2.3.7. RESISTÊNCIA DAS PAREDES**

A ação de agentes de meteorização, à qual as paredes das descontinuidades estão mais expostas, tornam a resistência nas paredes inferior à resistência da rocha intacta. Esta característica depende, assim, do tipo de matriz rochosa e do grau de alteração das paredes.

Não sendo possível, de modo análogo à rocha intacta, estimar este parâmetro através de ensaios de compressão uniaxial ou triaxial, a resistência das paredes das descontinuidades é obtida utilizando métodos indiretos. Um dos métodos utilizados para esta determinação recorre a ensaios com o martelo de Schmidt, apresentado em 2.2.

Como anteriormente referido, a importância deste parâmetro para a resistência da descontinuidade é influenciada pela abertura da descontinuidade. Em descontinuidades fechadas, como a superfície de contacto é superior, a resistência das paredes é mais solicitada devido à aplicação de tensões de corte sobre as irregularidades das paredes. Quando a abertura aumenta, a superfície de contacto diminui e, neste caso, a resistência das paredes é determinante para a resistência e deformabilidade das descontinuidades, pois em paredes de baixa resistência as asperidades entram em rotura em níveis de tensões de corte mais baixos e em níveis de abertura inferior. Em descontinuidades que apresentem uma abertura de tal ordem que não permita o contacto entre as paredes, a resistência ao corte da descontinuidade não tem contributo da resistência devido à rugosidade

### **2.4. RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS**

#### **2.4.1. RESISTÊNCIA DOS MACIÇOS ROCHOSOS**

As propriedades resistentes do maciço são determinadas pela resistência da rocha intacta, pela resistência das descontinuidades, pelas tensões naturais e pela presença de água. Normalmente os maciços rochosos apresentam uma resistência inferior à resistência da rocha intacta. Isto deve-se à estrutura geológica (presença de descontinuidades) pelo que, geralmente, se considera a resistência da rocha intacta menos importante quando o objeto de estudo é o maciço rochoso. No caso específico de taludes formados por blocos com alguma dimensão, são as descontinuidades a definir o comportamento do talude.

Nas obras comuns de engenharia, há a necessidade de se conhecer o maciço numa extensão que dificilmente engloba apenas rocha intacta e, conseqüentemente, é pouco frequente a consideração somente desta na avaliação do maciço. Contudo, existem casos onde aquela resistência tem influência clara na resistência de maciços, mesmo onde estejam presentes famílias de descontinuidades.

A definição da resistência do maciço não depende apenas da análise dos dados disponíveis sobre os elementos do maciço, requer também uma cuidadosa interpretação do comportamento do maciço em função da sua estrutura. Na Figura 2.9 pode observar-se como é possível, no mesmo maciço, efetuar o estudo considerando a resistência de diferentes estruturas geológicas. Numa escala menor considera-se a rocha intacta como elemento relevante para a análise, não estando presentes descontinuidades a essa escala. Numa escala superior já se está perante a presença de uma ou mais famílias de descontinuidades, que determinam a existência de planos de debilidade por onde a rotura pode ocorrer. Por fim, numa escala ainda maior, a densidade de famílias de descontinuidades conduz a uma avaliação do maciço tendo

em conta rocha muito fraturada, onde as discontinuidades estão muito próximas. Isto traduz o efeito escala, com importância na definição da metodologia de avaliação do maciço rochoso (Wyllie & Mah, 2005).

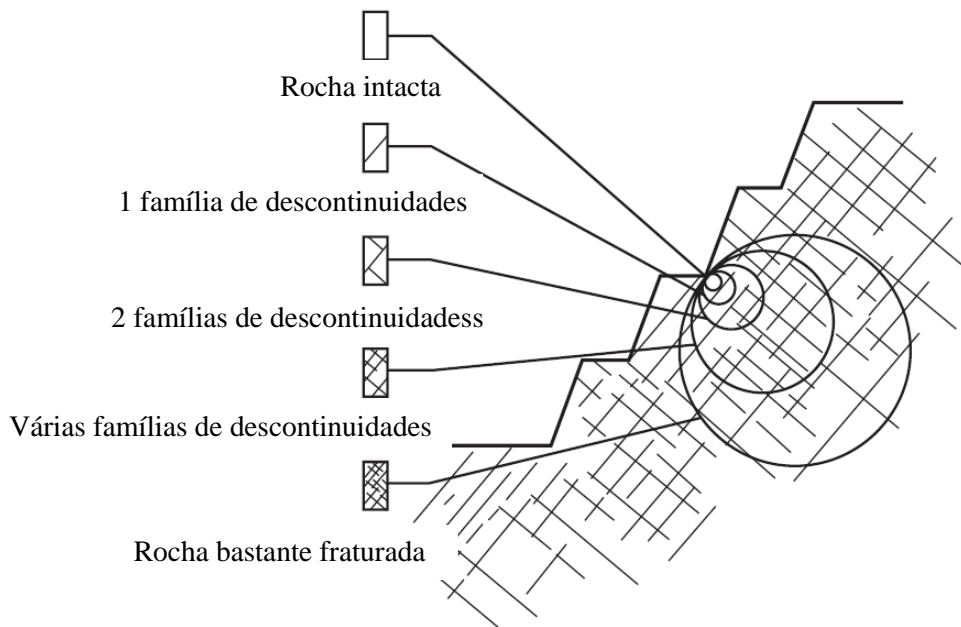


Figura 2.9 – Transição de uma amostra de rocha intacta para uma rocha fraturada com o aumento da amostra no mesmo talude. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005).

Para definir a resistência do maciço, é necessário determinar os parâmetros de resistência do mesmo. Esta definição requer uma correta análise da estrutura geológica, iniciada com identificação de qual dos seus componentes tem maior influência no mecanismo de rotura do maciço. Isto devido ao facto da rotura de um maciço poder ser controlada por uma ou mais discontinuidades, pela rocha intacta ou pela rocha muito alterada. De acordo com a componente que controla a rotura, adota-se critérios de rotura diferentes associados a parâmetros diferentes.

Quando a rotura do maciço é essencialmente controlada por uma família de discontinuidades, utiliza-se os parâmetros de resistência dessa família obtidos através de ensaios. Nas situações em que a rotura é mais complexa e envolve várias famílias de discontinuidades e rocha bastante fraturada, já não é possível recorrer aos referidos parâmetros de resistência de uma só família de discontinuidades. Isto demonstra que a determinação dos parâmetros de resistência de um maciço depende de uma boa análise da escala relativa entre discontinuidades e maciço rochoso.

Na Figura 2.10 é apresentado um esquema com exemplos da relação entre a estrutura geológica e o tipo de rotura. À esquerda é representado um maciço definido por blocos rochosos maiores, onde a rotura ocorre sobre as discontinuidades. Neste caso, os parâmetros de resistência a considerar devem ser os das discontinuidades. À direita mostra-se um maciço bastante alterado, onde a rotura ocorre sobre diversos planos de fragilidade. Nesta situação deve adotar-se parâmetros de resistência do maciço rochoso alterado.

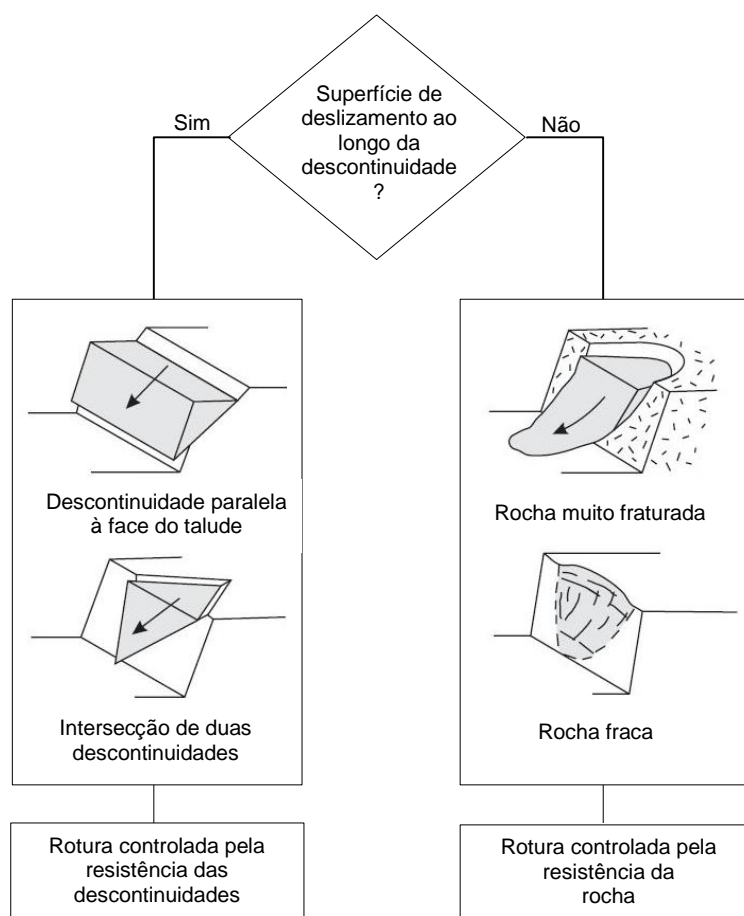


Figura 2.10 – Relação entre o tipo de rotura e a estrutura geológica. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005).

#### 2.4.2. DEFORMABILIDADE DOS MACIÇOS ROCHOSOS

À semelhança da resistência dos maciços rochosos, a deformabilidade também depende da estrutura geológica do maciço. Na Figura 2.11 pode observar-se que no caso da existência de apenas uma descontinuidade a separar a rocha intacta tem-se um comportamento frágil. À medida que o número de famílias de descontinuidades aumenta, o comportamento transita de frágil até dúctil. Estes modelos de comportamento refletem-se em mecanismos de rotura diferentes. Em materiais frágeis a rotura ocorrerá a favor do plano de descontinuidade, enquanto que em materiais dúcteis a rotura ocorre de forma mais progressiva e com uma amplitude de deformação superior, podendo ocorrer a favor de vários planos de fragilidade.

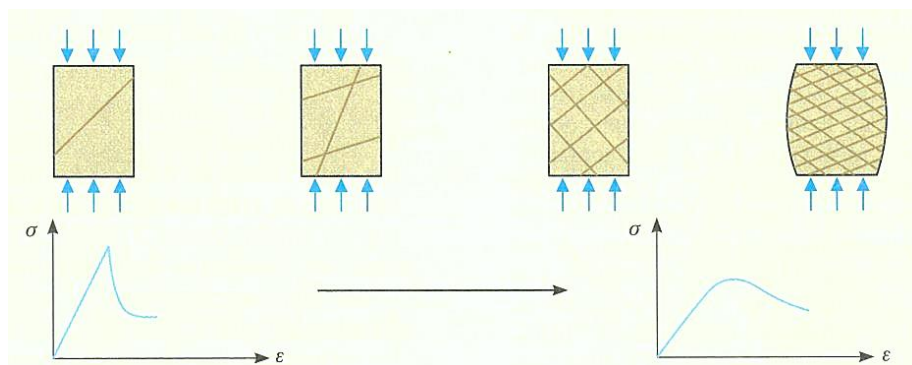


Figura 2.11 – Relação entre a estrutura geológica e a deformação (Vallejo, *et al.*, 2002).

#### 2.4.3. CRITÉRIOS DE ROTURA

Em projetos de engenharia é necessário determinar as propriedades de rotura e prever quando pode ocorrer a rotura, algo que se revela difícil de determinar, uma vez que não se sabe exatamente quando é que haverá rotura nem é possível definir, com precisão, quando irão surgir microrroturas e como será a sua propagação (Hudson & Harrison, 2010). Para além da dificuldade em prever o comportamento do maciço, a definição de parâmetros de resistência requer algum rigor, pois pequenas diferenças resultam em significativas alterações no comportamento (Wyllie & Mah, 2005).

Com a crescente utilização dos ensaios uniaxiais e triaxiais, a forma mais utilizada para expressar os critérios de tem sido a partir de funções das tensões principais (Figura 2.12) onde:

$$\text{Resistência} = f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (2.5)$$

e a forma comum de representar a resistência de pico do critério:

$$\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3) \quad (2.6)$$

mas como os estudos feitos indicam que a tensão principal intermédia,  $\sigma_2$ , tem menos influência na resistência de pico, na prática os critérios são utilizados na forma:

$$\sigma_1 = f(\sigma_3) \quad (2.7)$$

e por vezes é também escrita em termos de tensão de corte,  $\tau$ , e tensão normal,  $\sigma_n$ , ficando:

$$\tau = f(\sigma_n) \quad (2.8)$$



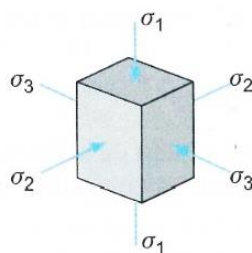


Figura 2.12 – Tensões principais (Vallejo, *et al.*, 2002).

#### 2.4.3.1. Critério de Mohr-Coulomb

A avaliação da resistência da rocha pode ser expressa através do critério de Mohr-Coulomb. Este é um critério simples que representa a resistência em função da força coesiva e friccional do material. A força de união entre as partículas que compõem o material é designada de coesão e o ângulo de atrito é o ângulo de fricção entre planos da rocha. O ângulo de atrito varia entre 25° e 45° na grande maioria das rochas.

A relação entre a tensão normal e tangencial proposta por Mohr-Coulomb para representar a resistência de um plano, tal como o esquematizado na Figura 2.13, é expressa na seguinte equação:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.9)$$

onde:

$\tau$  – Tensão tangencial;

$\sigma_n$  – Tensão normal;

$c$  – Coesão;

$\phi$  – Ângulo de atrito.

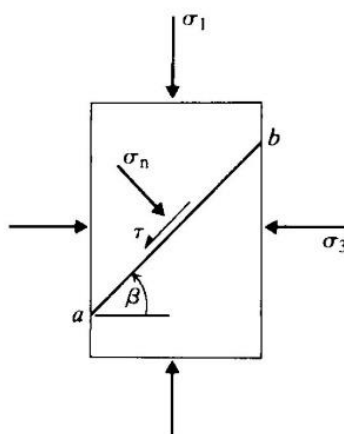


Figura 2.13 – Esquema de forças atuantes no plano ab.

A partir das tensões principais, a tensão normal e tangencial de um plano definido por  $\beta$  podem ser expressas através das equações de transformação, como é representado na Figura 2.14. Aplicando as equações de transformação tem-se:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (2.10)$$

e

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \quad (2.11)$$

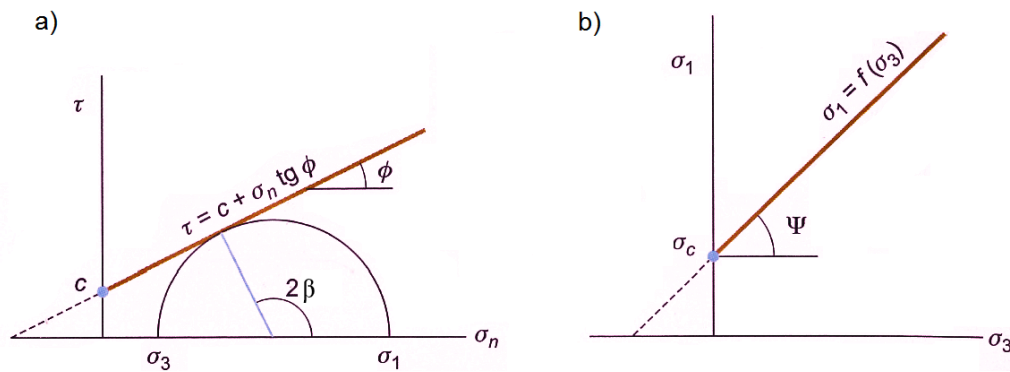


Figura 2.14 – Envolvente de Mohr-Coulomb a) em termos de tensão normal e tangencial e b) em termos de tensões principais (Vallejo, *et al.*, 2002).

Este critério também pode ser expresso em função das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ :

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan \phi (1 - \cos 2\beta)]}{\cos 2\beta - \tan \phi (1 + \cos 2\beta)} \quad (2.12)$$

A relação linear entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (Figura 2.14b) é dada pela equação:

$$\tan \Psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.13)$$

A partir da construção do círculo de Mohr (Figura 2.14b) pode verificar-se que a orientação do plano crítico é dada por:

$$\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (2.14)$$

Assim, a equação (2.12) para o plano crítico fica:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3(1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (2.15)$$

A resistência à compressão simples da rocha, quando  $\sigma_3 = 0$ , é dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.16)$$

E a resistência à tração:

$$\sigma_t = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.17)$$

O critério de Mohr-Coulomb tem a vantagem de ser muito simples e fácil de aplicar mas apresenta alguns inconvenientes. Barton (2014) afirma “(...) *it is hard to understand users of linear Mohr-Coulomb. It is easy but not correct*”, ou seja, “é difícil compreender a utilização do modelo linear de Mohr-Coulomb. É fácil, mas é errado” (tradução livre).

Através de ensaios experimentais, foi comprovado que a envolvente de rotura não é linear, como a sugerida por este critério, e verificou-se que a resistência da rocha deixa de crescer nas mesmas proporções à medida que a tensão normal aumenta. Ao considerar uma lei linear, pode estar-se a cometer erros significativos, em situações onde não se esteja do lado da segurança, ao fazer-se sobrestimações da resistência. A sobrestimação da resistência do critério é mais significativa em zonas de maciços onde a tensão de confinamento é reduzida.

Outro dos inconvenientes do critério proposto por Mohr-Coulomb é a sobrestimação da resistência à tração. A medição da resistência à tração tem um grau de dificuldade superior, mas sempre que se consegue obter medições satisfatórias deste parâmetro, os valores obtidos são normalmente inferiores aos obtidos a partir da equação (2.17) (Brady & Brown, 2005). Por este motivo, utiliza-se com frequência o valor de tensão de corte  $T_0$  (Figura 2.15), embora na prática seja prudente a utilização de  $T_0 = 0$ .

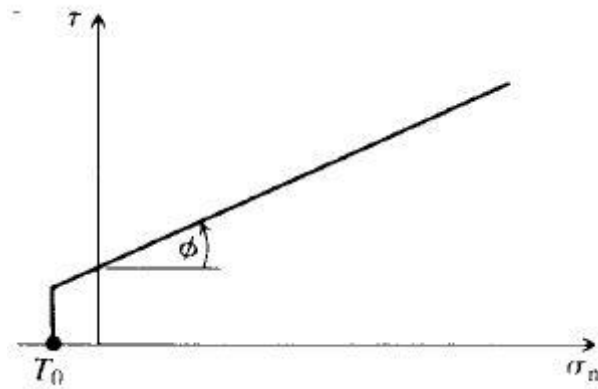


Figura 2.15 – Representação da resistência à tração na envolvente de Mohr-Coulomb.

#### 2.4.3.2. Critério de Hoek-Brown

O critério de Hoek-Brown é um critério empírico que surge a partir dos resultados de ensaios à rotura de rochas intactas, desenvolvidos por Hoek, e de modelos estudados por Brown, cujo objetivo era avaliar o comportamento de maciços rochosos com presença de descontinuidades (Hoek, *et al.*, 2002). A envolvente de rotura é não linear (Figura 2.16), ao contrário do critério anteriormente apresentado.

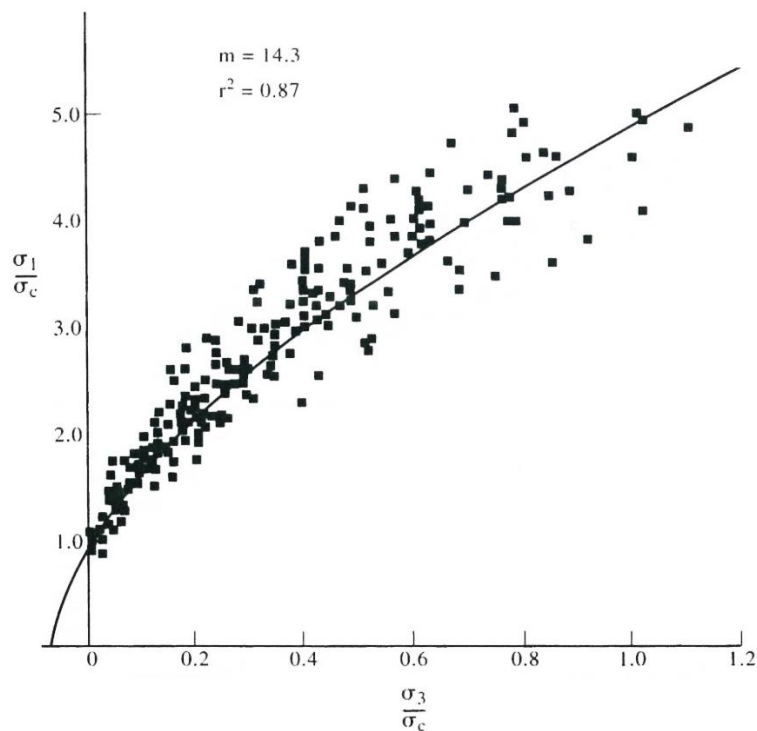


Figura 2.16 – Envolvente de rotura normalizada para arenitos (Hoek & Brown, 1980).

A proposta original é válida para a resistência da rocha intacta e foi expressa da seguinte forma (Hoek & Brown, 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (2.18)$$

onde:

- $\sigma_1$  – Tensão principal maior;
- $\sigma_3$  – Tensão principal menor;
- $\sigma_{ci}$  – Resistência à compressão simples da rocha intacta;
- $m_i$  – Constante do material.

O critério pode ser também expresso adimensionalmente, em termos de esforços normalizados em relação a  $\sigma_{ci}$  da seguinte forma:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{ci}} = \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (2.19)$$

A resistência à compressão simples da rocha intacta é dada pela anterior expressão com  $\sigma_3 = 0$  e a resistência à tração é dada pela mesma expressão com  $\sigma_1 = 0$  e  $\sigma_3 = \sigma_t$  (Vallejo, *et al.*, 2002), ficando:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left( m_i - \sqrt{m_i^2 + 4} \right) \quad (2.20)$$

Para aplicar este critério em rochas intactas é necessário definir os valores de  $\sigma_{ci}$  e  $m_i$ . Através dos quadros dos anexos 1 e 2 é possível determinar estes dois parâmetros.

A introdução de um critério com uma envolvente de rotura não linear e largamente aceite pela comunidade fez com que este critério fosse rapidamente adotado em muitos casos práticos de engenharia, onde a mecânica das rochas tinha relevância.

#### 2.4.3.3. Critério de Hoek-Brown Generalizado

Como o critério original foi concebido a partir das características da rocha intacta, este tinha algumas limitações associadas mas ao longo do tempo foi sofrendo evoluções de modo a traduzir com maior rigor as características dos maciços rochosos. As alterações surgiram para tornar o critério mais abrangente e com o objetivo de dar resposta aos diferentes problemas que foram surgindo ao longo do tempo.

Uma nova proposta (Hoek, *et al.*, 1992) foi apresentada para tornar o critério mais realista, podendo ser aplicável a maciços com a presença de descontinuidades. Para a aplicação deste critério foi introduzida uma nova metodologia de classificação de maciços, designada *GSI* (*geological strength index*). Esta classificação avalia a qualidade do maciço em função do grau de alteração, estrutura geológica, tamanho dos blocos e alteração das descontinuidades.

O critério de Hoek-Brown Generalizado tem a seguinte expressão:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.21)$$

Onde  $m_b$  é uma constante reduzida da constante do material  $m_i$  e é dada por:

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.22)$$

$s$  e  $a$  são constantes que dependem das propriedades e características do maciço e são calculadas a partir das seguintes relações:

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (2.23)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.24)$$

onde:

$GSI$  – *Geological Strenght Index*;

$D$  – Parâmetro que depende da perturbação do maciço.

Os parâmetros acima referidos podem ser determinados através dos quadros disponibilizados nos anexos 3 e 4.

Para obter a resistência à compressão simples do maciço aplica-se  $\sigma_3 = 0$  na equação (2.21) e fica:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (2.25)$$

e considerando  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$ <sup>1</sup> a resistência à tração vem:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.26)$$

#### 2.4.3.4. Parâmetros $c$ e $\phi$ a partir do critério de Hoek-Brown

O critério de rotura de Hoek-Brown é aplicado em inúmeros projetos e é largamente aceite, apesar disso tem algumas limitações, nomeadamente a sua incorporação em modelos numéricos e programas de

---

<sup>1</sup> Hoek (1983) demonstrou que em materiais frágeis a resistência à tração uniaxial é igual à resistência à tração biaxial, daí a determinação da resistência à tração como é apresentada.

análise de equilíbrio limite. Estas limitações são devidas à dificuldade em encontrar parâmetros de resistência equivalente que sejam aceitáveis (Hoek, *et al.*, 2002).

A envolvente de Mohr-Coulomb correspondente ao critério de Hoek-Brown (Figura 2.17) pode ser expressa por (Vallejo, *et al.*, 2002):

$$\tau = A\sigma_{ci} \left( \frac{\sigma_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B \quad (2.27)$$

onde:

A, B – Constantes do material;

$\sigma_n$  – Tensão normal;

$\sigma_{tm}$  – Resistência à tração do maciço.

A resistência à tração do maciço é dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.28)$$

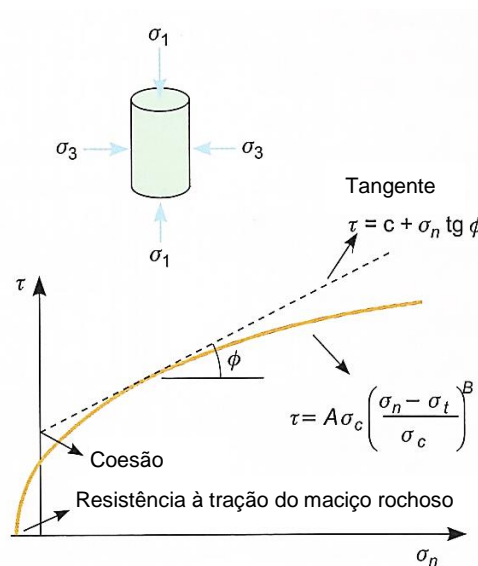


Figura 2.17 – Envolvente de Mohr-Coulomb equivalente. Adaptado de (Vallejo, *et al.*, 2002).

Hoek (1990) discute a derivação dos parâmetros  $c$  e  $\phi$  para alguns casos práticos. Essas derivações foram feitas à semelhança da relação anteriormente apresentada, baseadas em tangentes da envolvente de Mohr (Figura 2.17). Com esta abordagem obtém-se um valor da componente coesiva pelo seu limite superior (Hoek, *et al.*, 2002), o que pode originar resultados otimistas em análises de estabilidade.

Uma relação mais apropriada foi então apresentada considerando o critério de Hoek-Brown generalizado. Esta adaptação envolve um equilíbrio entre as áreas acima e abaixo da envolvente de Mohr-Coulomb (Figura 2.18), que resulta do ajuste de uma relação linear média resolvendo a equação

(2.21) para uma gama de tensões principais menores definido por  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3max}$ . As equações que permitem obter o ângulo de atrito equivalente e a coesão são, respetivamente, as seguintes:

$$\phi = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.29)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma_{3n}](s + m_b\sigma_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{\frac{1+(6am_b(s+m_b\sigma_{3n})^{a-1})}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2.30)$$

onde:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (2.31)$$

A envolvente equivalente, segundo as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , é dada pela seguinte equação:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 \quad (2.32)$$

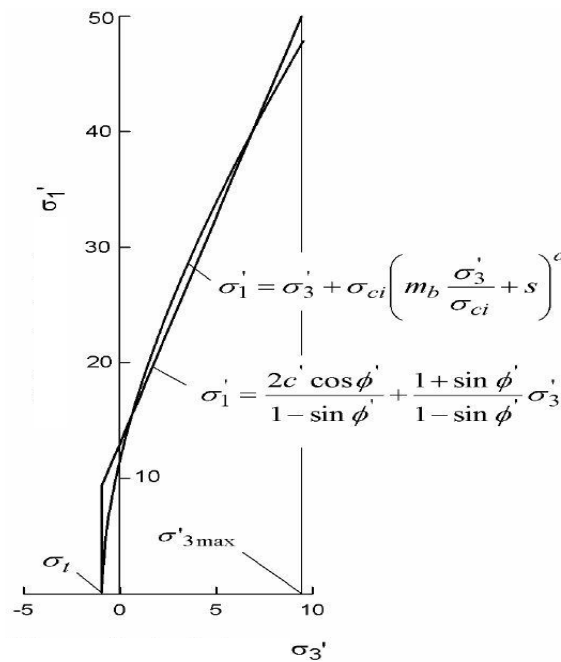


Figura 2.18 – Relação entre as tensões principais maiores e menores para o critério de Hoek-Brown e o critério de Mohr-Coulomb equivalente (Hoek, *et al.*, 2002).

## 2.5. RESISTÊNCIA AO CORTE DAS DESCONTINUIDADES

A determinação da resistência ao corte é feita com recurso a ensaios. Os ensaios de resistência ao corte têm como base a aplicação de diferentes tensões normais e a determinação da tensão de corte necessária



para induzir um certo deslocamento (Figura 2.19). Este ensaio pode ser realizado em laboratório ou *in situ*, sendo mais usual o primeiro. O ensaio de resistência ao corte das discontinuidades mais comum é o ensaio de corte direto e ao longo da história da mecânica das rochas, foram surgindo algumas propostas (Natau (1980) e Franklin (1985), citados em Muralha (2012)) de diferentes aparelhos com diferentes procedimentos para este tipo de ensaio.

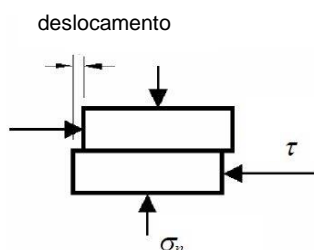


Figura 2.19 – Esquema de forças num ensaio de resistência ao corte. Adaptado de (Hoek, *et al.*, 1995).

#### 2.5.1. DESCONTINUIDADES PLANAS E LISAS

A resistência ao corte das discontinuidades é fortemente influenciada pela fricção entre os planos, já a coesão tem um comportamento um pouco menos significativo. A rugosidade das paredes é o fator com maior impacto na fricção, especialmente em discontinuidades submetidas a baixas tensões normais.

No caso das discontinuidades planas e lisas, onde a coesão é inexistente, tem-se curvas  $\tau - \delta$  como as apresentadas na Figura 2.20, onde praticamente não existe tensão de corte de pico. A resistência de pico é muito próxima da resistência residual (designação para a resistência para grandes deslocamentos), onde a tensão aplicada é aproximadamente constante.

Reproduzindo o ensaio para diferentes valores da tensão normal (Figura 2.21), obtém-se uma envolvente de rotura do mesmo tipo que Jaeger e Rosengren (1969), citados em Brady & Brown (2005), apresentaram no seu estudo da resistência ao corte de discontinuidades lisas de um quartzito recorrendo a ensaios triaxiais e de corte direto. A envolvente pode ser definida pelo critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = \sigma_n \tan \phi \quad (2.33)$$

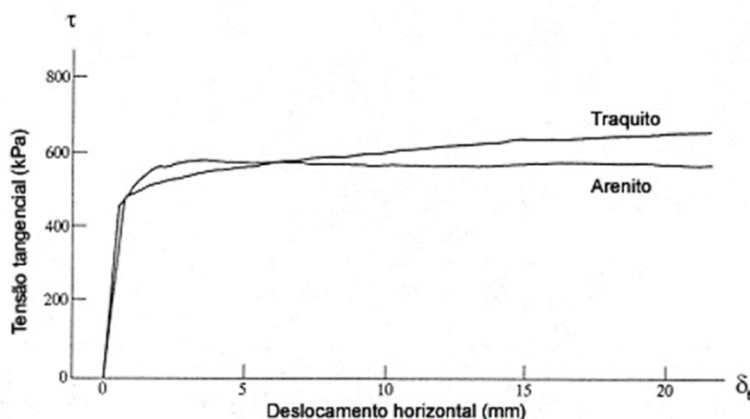


Figura 2.20 – Curvas  $\tau - \delta$  em descontinuidades ensaiadas com  $\sigma = 1$  MPa (Brady & Brown, 2005).

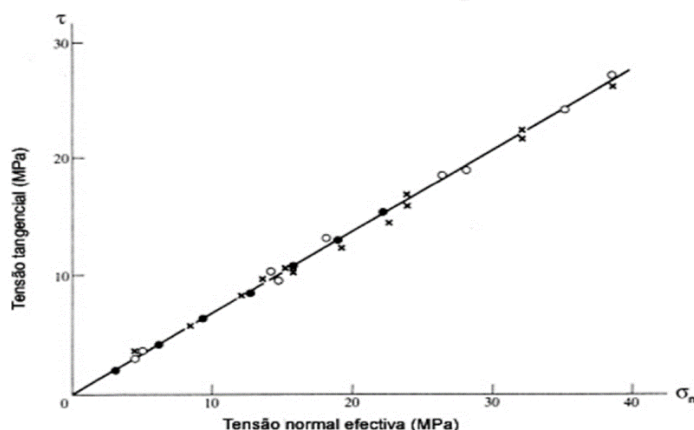


Figura 2.21 – Resultados de ensaios, de corte direto e triaxiais, de deslizamento em descontinuidades planas e lisas dum quartzito (Jaeger e Rosengren (1969), citados em Brady & Brown (2005)).

### 2.5.2. DESCONTINUIDADES PLANAS E RUGOSAS

Ensaio de corte com tensão normal constante em descontinuidades rugosas apresentam curvas  $\tau - \delta$  tal como ilustrada a Figura 2.22. Analisando o referido gráfico, é possível constatar que para deslocamentos pequenos a descontinuidade apresenta um comportamento elástico, com o deslocamento a ter uma evolução linear em relação à tensão de corte. Quando a força resistente é atingida, o comportamento da descontinuidade deixa de ser linear e atinge-se o pico da resistência. A partir desse ponto, o aumento dos deslocamentos é acompanhado pela diminuição da resistência até esta atingir o valor da resistência residual.

A envolvente de rotura típica resultante de ensaios tem o aspeto da apresentada na Figura 2.22, tendo-se duas envolventes de rotura: uma relativa à resistência de pico e outra relativa à resistência residual.

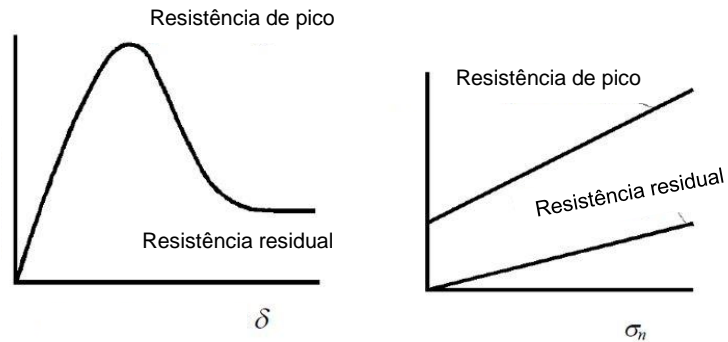


Figura 2.22 – a) Curva  $\tau - \delta$  típica de discontinuidades rugosas b) envolvente de rotura linear de pico e residual. Adaptado de (Hoek, *et al.*, 1995).

### 2.5.3. CRITÉRIOS DE ROTURA

#### 2.5.3.1. Critério de Patton

O critério de Patton, ou critério de rotura bilinear, procura reproduzir as características de rugosidade por intermédio de um ângulo de rugosidade. Para melhor compreender este modelo, segue-se o procedimento para determinar a envolvente de rotura de uma discontinuidade inclinada e lisa (Figura 2.23). As tensões normal e de corte são obtidas da seguinte forma:

$$\sigma_i = \sigma \cos^2 i + \tau \sin i \cos i \quad (2.34)$$

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma \sin i \cos i \quad (2.35)$$

Para discontinuidades sem coesão tem-se:

$$\tau_i = \sigma_i \tan \phi \quad (2.36)$$

Substituindo  $\tau_i$  e  $\sigma_i$  fica:

$$\tau = \sigma \tan(\phi + i) \quad (2.37)$$

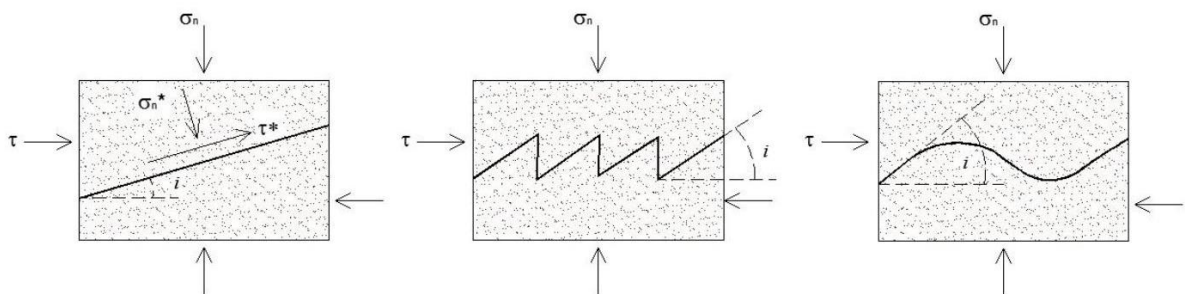


Figura 2.23 – Influência do ângulo de rugosidade na resistência de uma discontinuidade (Vallejo, *et al.*, 2002).

A aplicação deste procedimento a descontinuidades planas com rugosidade foi sugerido por Patton (1966), que demonstrou a significância prática do valor médio do ângulo  $i$  para representar a rugosidade como sendo um conjunto de descontinuidades inclinadas. Patton fez medições do ângulo  $i$  ao longo da rugosidade em calcários, com recurso a fotografias dos planos de estratificação, e verificou que a inclinação destes planos é aproximadamente igual à soma da inclinação média com o ângulo de atrito básico obtido a partir de ensaios de laboratório (Hoek & Bray, 1981).

O ângulo de atrito de pico,  $\phi_p$ , deve estar compreendido num intervalo entre 30° a 70°, onde a inclinação pode variar entre 20° e 40° e o ângulo de atrito básico,  $\phi_b$ , entre 20° e 40° (Vallejo, *et al.*, 2002).

$$\phi_p = \phi_b + i \quad (2.38)$$

Quando uma descontinuidade rugosa é submetida a uma tensão de corte com uma baixa tensão normal, à medida que se desenvolve o deslocamento a favor do plano de descontinuidade também ocorre dilatância, fenómeno conhecido pelo aumento do volume da amostra, devido ao deslocamento normal necessário para ultrapassar a inclinação  $i$  (Figura 2.24).

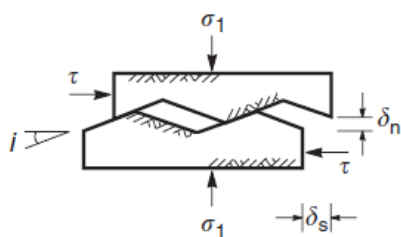


Figura 2.24 – Esquema de uma rotação por corte de uma descontinuidade (Wyllie & Mah, 2005).

A dilatância está associada à primeira fase do critério. O modelo de rotação bilinear apresenta uma primeira fase, para tensões normais baixas, onde a tensão de corte é essencialmente responsável por ultrapassar a rugosidade. Numa segunda fase, onde as tensões normais são superiores e a resistência é influenciada pelos tradicionais parâmetros de resistência nestas condições: a coesão e o ângulo de atrito residual.

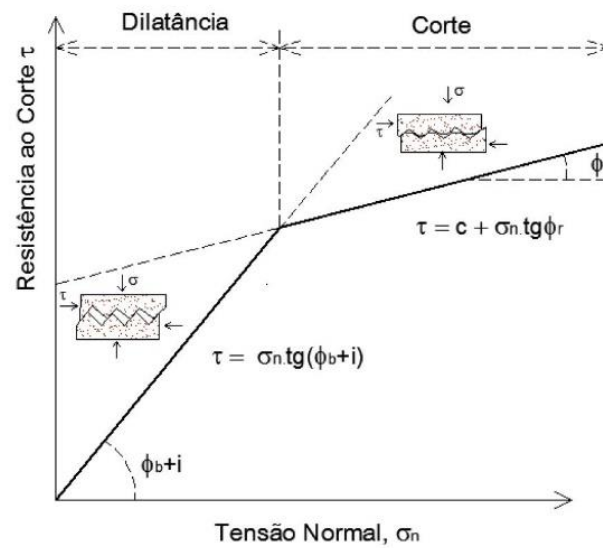


Figura 2.25 – Envolvente de rotura do critério de Patton (Vallejo, *et al.*, 2002).

### 2.5.3.2. Critério de Barton-Bandis

Depois de surgir o critério de Patton, diversos autores procuraram desenvolver critérios que reproduzissem, com maior proximidade à realidade, a envolvente de rotura das descontinuidades. Barton e Choubey, 1977, apresentaram um critério empírico não linear, baseado em ensaios de laboratório desenvolvidos em descontinuidades com rugosidade produzida artificialmente (Figura 2.26). A equação empírica proposta foi a seguinte:

$$\tau = \sigma'_n \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.39)$$

onde:

$\sigma'_n$  – Tensão normal efetiva;

$JRC$  – Coeficiente de rugosidade da junta (*joint roughness coefficient*);

$JCS$  – Resistência à compressão uniaxial das paredes da junta (*joint wall compressive strength*);

$\phi_r$  – Ângulo de atrito residual.

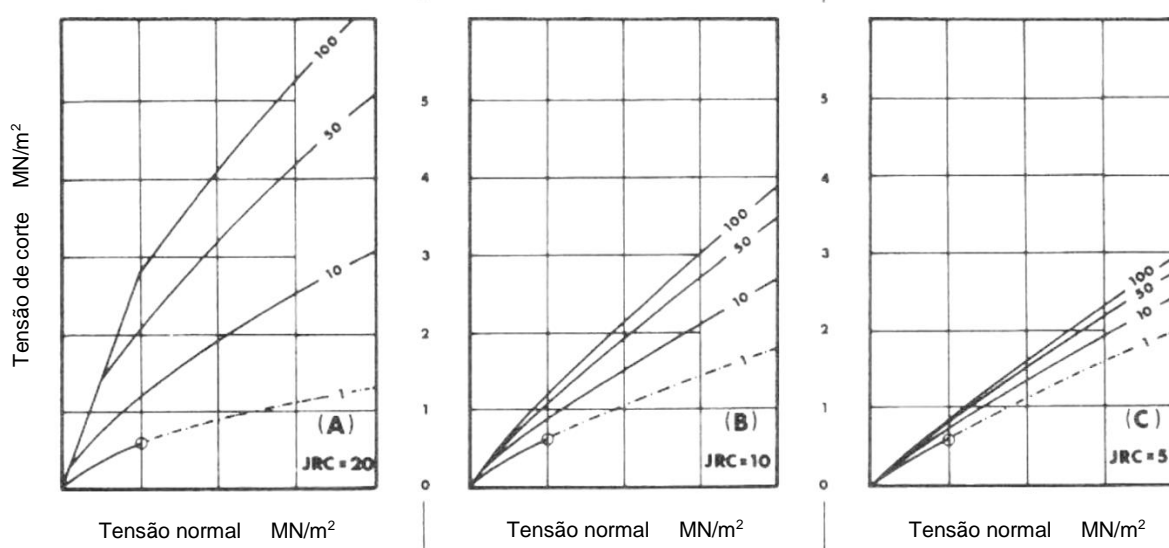


Figura 2.26 – Resultados de ensaios a descontinuidades com perfis de rugosidade diferente.  
Adaptado de (Barton, 1976).

Antes desta proposta, Barton (1973) propôs uma equação semelhante à equação (2.39), mas tendo em conta o ângulo de atrito básico ( $\phi_b$ ). Mais tarde, esta foi reformulada e passou a ter em conta o ângulo de atrito residual ( $\phi_r$ ). Como as paredes das descontinuidades apresentam algum grau de alteração, o ângulo de atrito residual é inferior ao ângulo de atrito da rocha sem alterações, tornando a formulação do critério mais realista. O ângulo de atrito residual pode ser determinado a partir do ensaio com o martelo de Schmidt, através da seguinte equação:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (2.40)$$

em que:

- $R$  – Recuo obtido com o martelo de Schmidt sobre a rocha intacta seca;
- $r$  – Recuo sobre a parede da junta em estado natural;
- $\phi_b$  – Ângulo de resistência básico da rocha intacta.

As equações (2.39) e (2.40) fazem parte do critério de Barton-Bandis para a resistência e deformabilidade de descontinuidades em rochas.

O critério procura representar a tensão de corte através de três componentes com influência na resistência da descontinuidade: uma componente friccional, relacionada com  $\phi_r$ ; uma componente geométrica, relacionada com  $JRC$ ; e uma componente relacionada com a rotura das asperidades, relacionada com  $\frac{JCS}{\sigma'_n}$ . A componente geométrica e a componente relacionada com a asperidade,  $JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma'_n})$ , representam o efeito da rugosidade, que no critério de Patton era representado através do ângulo  $i$ . Esta componente é igual a zero para tensões normais elevadas,  $\frac{JCS}{\sigma'_n} = 1$ , e à medida que a tensão normal aumenta a resistência friccional diminui. Para  $\sigma'_n = 0$ , a equação (2.39) não tem significado prático.

A resistência friccional total pode ser escrita na forma  $\phi_r + i$ . O significado prático deste valor em discutido por alguns autores, Wyllie (1999) sugere  $(\phi_r + i) < 50^\circ$  e Hoek, *et al.*(1995) apresentam  $(\phi_r + i) < 70^\circ$ .

Quando as tensões normais são muito baixas e resultam em  $\frac{JCS}{\sigma'_n} > 50$  deve adotar-se um ângulo de atrito independente da carga ( $\phi_p$ ) para representar a resistência friccional ( $\phi_r + i$ ) (Vallejo, *et al.*, 2002), dado pela seguinte forma:

$$\phi_p = \phi_r + 1.7 JRC \quad (2.41)$$

A determinação do parâmetro  $JRC$  pode ser feita por comparação com os perfis “tipo” (Figura 2.28) apresentados por Barton e Choubey, 1977, juntamente com o critério. Se for possível obter a medição da amplitude da asperidade, pode-se determinar o  $JRC$  pelo ábaco proposto por Barton, 1981 (Figura 2.29).

Este parâmetro também pode ser definido a partir do ensaio *Tilt Test*. O ensaio pode ser realizado *in situ* ou em laboratório e serve para determinar o ângulo de atrito de descontinuidades sem coesão. O procedimento é simples, basta sobrepor as duas partes da amostra sobre uma placa de apoio e desenvolver uma variação de inclinação da placa até que a parte superior da amostra deslize. Nesse momento regista-se o ângulo ( $\alpha$ ) entre a placa e a horizontal. O ensaio deve ser repetido em várias amostras do mesmo local. O ângulo ( $\alpha$ ) é função da relação entre a tensão de corte ( $\tau$ ) e a tensão normal ( $\sigma_n$ ), traduzida na seguinte expressão:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) \quad (2.42)$$

Com este valor é possível determinar o  $JRC$  pela expressão:

$$JRC = \frac{(\alpha - \phi_b)}{\log \frac{JCS}{\sigma'_n}} \quad (2.43)$$

O parâmetro  $JCS$  pode ser determinado graficamente, através da relação entre o recuo obtido com o martelo de Schmidt e o peso volúmico da rocha, apresentado em 2.2 (Figura 2.1). No caso de as paredes não apresentarem alteração, pode-se considerar o  $JCS$  igual à resistência à compressão da rocha intacta,  $\sigma_c$ .



Figura 2.27 – Ensaio *Tilt Test* (Barton, 2013).












	$JRC = 0 - 2$
	$JRC = 2 - 4$
	$JRC = 4 - 6$
	$JRC = 6 - 8$
	$JRC = 8 - 10$
	$JRC = 10 - 12$
	$JRC = 12 - 14$
	$JRC = 14 - 16$
	$JRC = 16 - 18$
	$JRC = 18 - 20$
	

Figura 2.28 – Perfis típicos de rugosidade e respetivo  $JRC$  (Barton & Choubey, 1977).



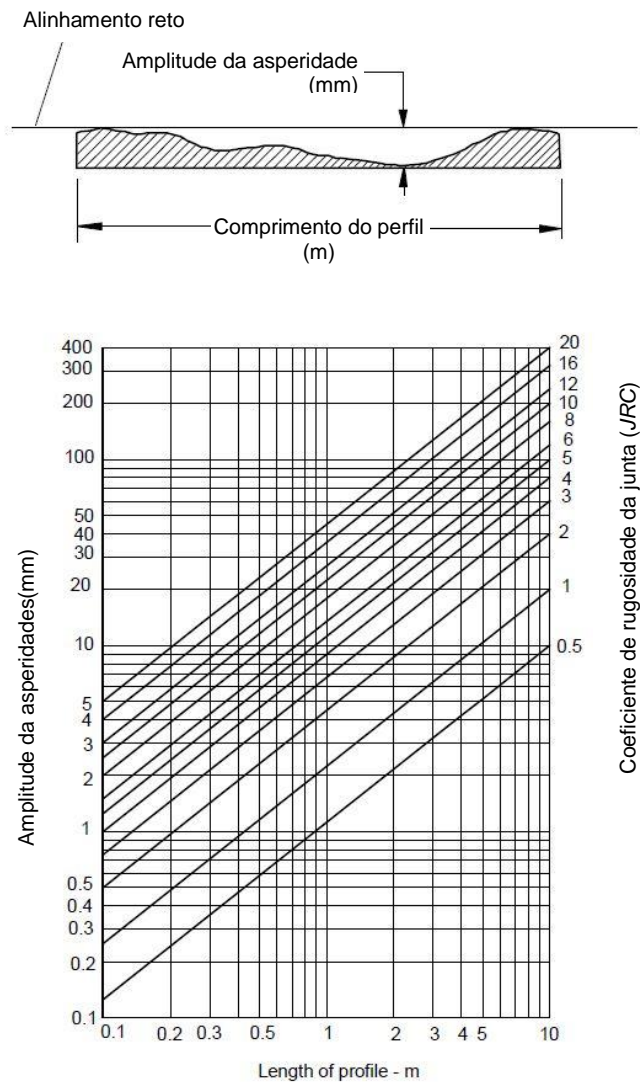


Figura 2.29 – Estimação do  $JRC$  a partir da medição da amplitude da asperidade da descontinuidade (Barton, 1981).

#### 2.5.3.3. Parâmetros $c$ e $\phi$ a partir do critério de Barton e Choubey

Embora a representação linear não seja a forma mais realista de expor a envolvente de rotura, muitas das análises de estabilidade em taludes são desenvolvidas com recurso ao critério Mohr-Coulomb, que tem como parâmetros de resistência a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ). Uma forma de contornar este problema, é determinando os parâmetros de resistência  $c$  e  $\phi$  por correlações com parâmetros de critérios não lineares, como é o caso do critério de Barton e Choubey.

Na Figura 2.30 é representada a relação entre os dois critérios para determinar a coesão instantânea ( $c_i$ ) e o ângulo de atrito instantâneo ( $\phi_i$ ). Os dois parâmetros são obtidos através de uma reta tangente à relação não-linear entre a resistência de corte ( $\tau$ ) e a tensão normal ( $\sigma_n$ ), sendo que a coesão é determinada pela interceção da reta com a ordenada na origem e o ângulo de atrito é determinado pela inclinação da reta.

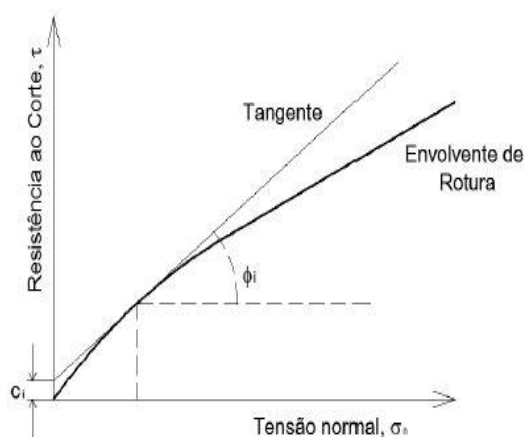


Figura 2.30 – Determinação da coesão instantânea ( $c_i$ ) e o ângulo de atrito instantâneo ( $\phi_i$ ) a partir de um critério não linear.

As expressões analíticas que permitem determinar a coesão instantânea,  $c_i$ , e ângulo de atrito instantâneo,  $\phi_i$  são:

$$\phi_i = \tan^{-1} \frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} \quad (2.44)$$

onde:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan \left[ JRC \log_{10} \left( \frac{JRC}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[ \tan^2 \left( JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right) + 1 \right] \quad (2.45)$$

a coesão instantânea,  $c_i$ , é dada por:

$$c_i = \tau - \sigma_n \tan \phi_i \quad (2.46)$$

A determinação de  $c_i$  e  $\phi_i$  para utilizações específicas requer a determinação prévia da tensão normal a atuante na descontinuidade. Em casos comuns, a determinação da tensão normal média do conjunto de descontinuidades é suficiente, mas em casos onde os problemas de estabilidade são críticos deve determinar-se estes dois parâmetros para cada umas das descontinuidades mais relevantes, pelas respectivas tensões normais.

## 2.6. TIPOS DE INSTABILIDADE

Em livros de mecânica das rochas, autores como Hoek e Bray (1981) e Goodman (1989), apontam a instabilidade planar, em cunha e por *toppling* como sendo os três tipos principais de instabilidade em talude rochosos. Para além destas instabilidades, Hoek e Bray (1981) apresentam ainda a rotura circular,

que por se assemelhar a um comportamento de um solo se pode considerar um caso específico. Estes tipos de instabilidade são apresentados mais à frente, bem como os respetivos métodos de análise.

Os diferentes tipos de instabilidade de blocos resultam de diferentes estruturas geológicas, sendo função das orientações da face do talude e das descontinuidades presentes no maciço, pelo que a identificação dos tipos de instabilidade requer a análise da estrutura geológica do maciço.

A identificação dos tipos de instabilidade pode ser feita através da projeção hemisférica, que é a representação gráfica dos polos das descontinuidades e das correspondentes curvas de isodensidades. Ao longo da apresentação dos tipos de instabilidades serão apresentados exemplos de projeções hemisféricas. A identificação do tipo de instabilidade é importante porque cada tipo de instabilidade tem um método específico de análise de estabilidade. Os diferentes métodos de análise têm em conta aspetos como as dimensões dos blocos, resistência ao deslizamento nos planos de escorregamento, as pressões da água e sobrecargas.

#### 2.6.1. ANÁLISE CINEMÁTICA

A análise cinemática é um método útil numa primeira abordagem ao estudo de estabilidade de um talude, que serve para identificar a direção de deslizamento dos blocos e pode conduzir à definição de medidas de estabilização do talude. Esta análise também recorre à projeção hemisférica, utilizada para identificar os tipos de instabilidade.

Este tipo de análise não tem em consideração ações de forças externas como cargas de fundações, pressões da água ou forças resultantes de medidas de estabilização (ex.: ancoragens). O termo cinemático refere-se ao estudo de movimentos sem referência a forças externas (Goodman, 1989), tendo apenas em consideração a geometria do talude e as descontinuidades onde os movimentos são possíveis, formando um sistema cinematicamente admissível. Por este motivo, deve-se utilizar a análise cinemática para identificar blocos instáveis e complementar o estudo com análises numéricas para verificar a estabilidade desses blocos.

Na Figura 2.31 tem-se um exemplo de uma análise cinemática, num talude que contém três diferentes famílias de descontinuidades associadas a comportamentos diferentes. Na representação hemisférica (Figura 2.31b) estão representados os polos da face do talude ( $p_f$ ) e das descontinuidades ( $p_{AA}$ ,  $p_{BB}$  e  $p_{CC}$ ), admitindo que o azimuth das descontinuidades e da face do talude é o mesmo.

No desenvolvimento dos diferentes tipos de instabilidade, descritos a seguir, serão detalhados aspetos relacionados com avaliação de possíveis instabilidades segundo a análise cinemática apresentada na Figura 2.31.

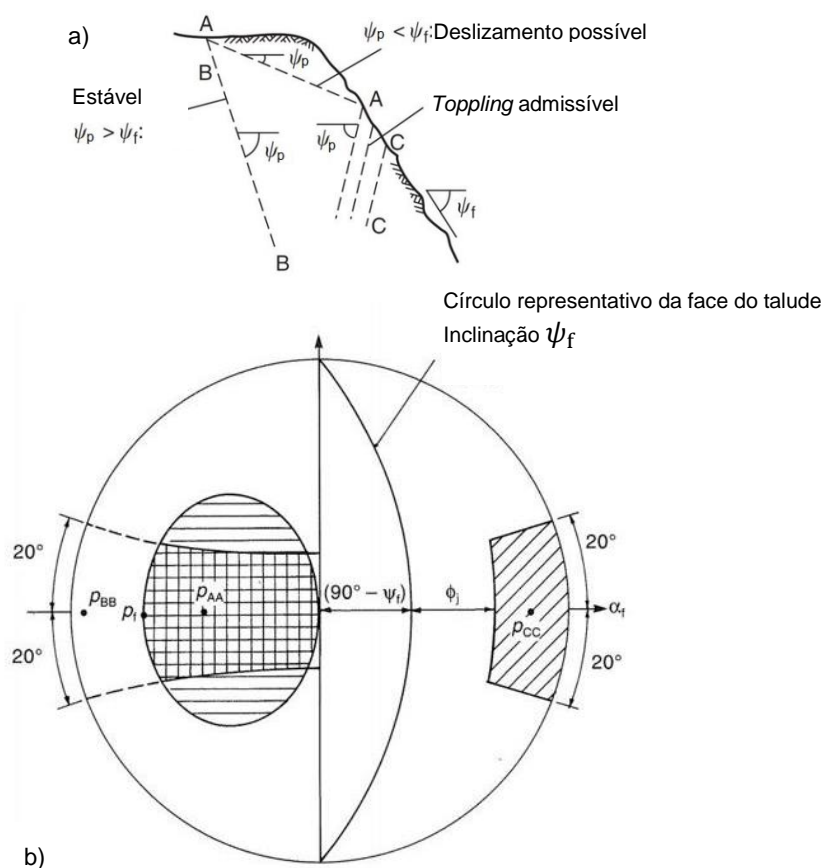


Figura 2.31 – Análise cinemática de blocos rochosos num talude a) relação entre as discontinuidades e o talude b) representação hemisférica. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005) e (Wyllie, 1999).

## 2.6.2. INSTABILIDADE PLANAR

A instabilidade planar (Figura 2.32a) consiste no deslizamento de um bloco ao longo de uma descontinuidade. Este tipo de instabilidade pode ser identificado na representação estereográfica (Figura 2.32b), onde os polos das descontinuidades localizam-se na parte oposta do círculo maior representativo do plano da face do talude porque, devido à estrutura geológica, o mergulho é concordante com a face do talude.

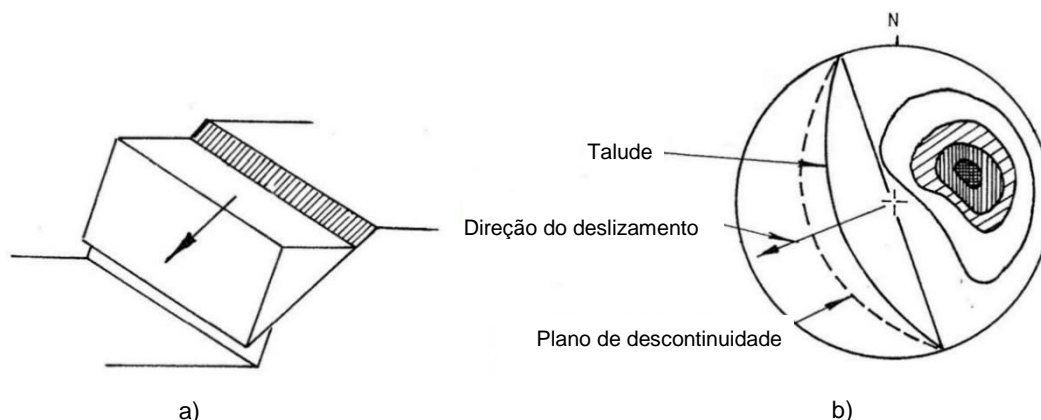


Figura 2.32 – a) Instabilidade planar b) identificação da instabilidade planar na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981).

Observando o exemplo de um talude ilustrado na Figura 2.31a, é possível identificar um bloco potencialmente instável no plano AA, onde estão representados os elementos necessários para desenvolver uma análise cinemática. Para que a instabilidade planar seja possível as quatro seguintes condições têm de se verificar (Hoek & Bray, 1981).

- A potencial superfície de deslizamento terá de emergir (“*daylight*”) no plano da face do talude;
- A inclinação da superfície de descontinuidade ( $\psi_p$ ) tem de ser inferior à inclinação da face do talude ( $\psi_f$ ),  $\psi_p < \psi_f$ ;
- A inclinação da superfície de deslizamento terá de ser capaz de vencer a resistência da mesma, no caso de uma superfície puramente atrítica, a inclinação terá de ser superior ao ângulo de atrito ( $\phi_j$ ), ou seja  $\psi_p > \phi_j$ ;
- O azimute das descontinuidades não deve variar mais do que  $20^\circ$  em relação ao azimute da face do talude,  $|\alpha_p - \alpha_f| < 20^\circ$ .

No plano BB, o deslizamento não é possível porque este não emerge na face do talude, apresentando um pendor superior à face do talude ( $\psi_p < \psi_f$ ). O mesmo verifica-se no plano CC, em que a inclinação do plano é contrária à da face do talude, mas neste caso o *toppling* é possível.

Um dos pontos a verificar para a ocorrência de instabilidade planar refere-se à relação entre o azimute do plano de deslizamento e a face do talude, onde a diferença em módulo não deve exceder os  $20^\circ$ . Este é um critério empírico, que resulta de observações a deslizamentos de blocos onde se verificavam pequenas variações do azimute do plano de deslizamento em relação à face do talude. Na projeção hemisférica (Figura 2.32b) é feita a representação desta restrição através de duas linhas que definem as direções da reta de maior declive ( $\alpha_f \pm 20^\circ$ ), definindo assim os limites laterais da envoltória “*daylight*” aplicável a situações de instabilidade por rotura planar.

### 2.6.3. INSTABILIDADE EM CUNHA

A instabilidade por cunha pode ser considerada como uma variação da instabilidade planar e é característica de taludes rochosos com várias famílias de descontinuidades. O deslizamento ocorre ao longo de dois planos de deslizamento (Figura 2.33a) que se intersectam e determinam o volume do bloco, que assume uma forma tetraédrica.

Do mesmo modo que na projeção hemisférica da instabilidade planar, a instabilidade em cunha apresenta um mergulho concordante com a face do talude, pelo que os polos das descontinuidades se localizam na parte oposta ao círculo maior representativo (Figura 2.33b). Na mesma figura, observa-se que o deslizamento ocorre segundo a direção da interseção dos dois planos de deslizamento.

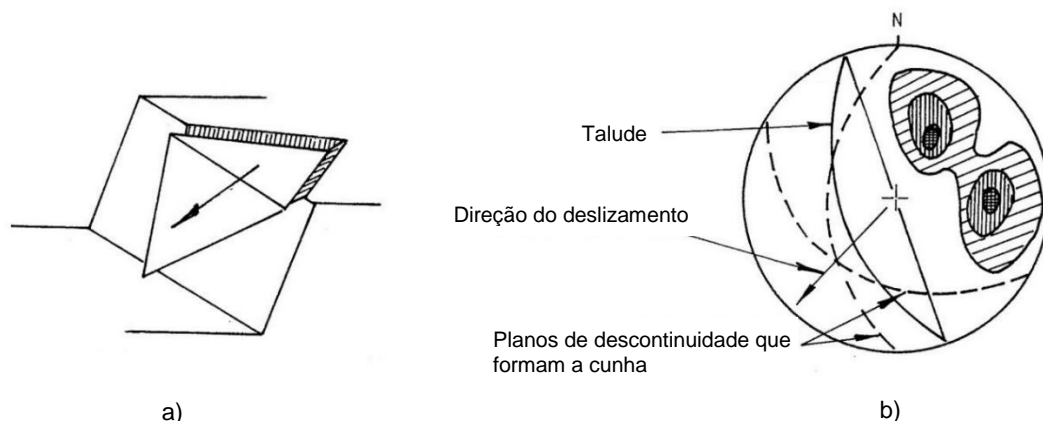


Figura 2.33 – a) Instabilidade por cunha b) identificação da instabilidade por cunha na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981).

Para que este tipo de instabilidade ocorra, é necessário que as seguintes condições se verifiquem (Hoek & Bray, 1981):

- A linha de interseção dos dois planos deslizamento, por onde ocorre o deslizamento, terá de emergir (“daylight”) no plano da face do talude (Figura 2.33);
- A inclinação da superfície de descontinuidade ( $\psi_p$ ) tem de ser inferior à inclinação da face do talude ( $\psi_f$ ),  $\psi_p < \psi_f$ ;
- A inclinação da linha de interseção dos dois planos de deslizamento terá de ser capaz de vencer a resistência dos dois planos de deslizamento, no caso de uma superfície puramente atrítica, a inclinação terá de ser superior ao ângulo de atrito ( $\phi_j$ ), ou seja  $\psi_p > \phi_j$

#### 2.6.4. INSTABILIDADE CIRCULAR

Este tipo de instabilidade pode ocorrer em maciços rochosos pouco competentes e em maciços muito alterados, que estão bastante fraturados e o seu comportamento é típico de um solo. Em solos não existem tantos padrões estruturais que estejam associados a diferentes modelos de rotura, por isso as superfícies de deslizamento têm maior liberdade para se definir ao longo do talude. Em rochas muito fraturadas, com as descontinuidades muito próximas, esta liberdade para definir a superfície de rotura ao longo das muitas descontinuidades também se verifica, daí o comportamento semelhante a um solo. A forma circular é assumida devido a diversas observações de roturas de taludes em solos, que indicam que esta geralmente assume uma forma circular e a maioria das teorias de estabilidade estão assentes neste princípio.

O mergulho, como ilustrado na Figura 2.34a, dá-se para fora da face do talude. Na representação hemisférica (Figura 2.34b), devido às características do maciço que proporcionam este tipo de instabilidade, verifica-se uma grande dispersão na representação dos polos das descontinuidades.

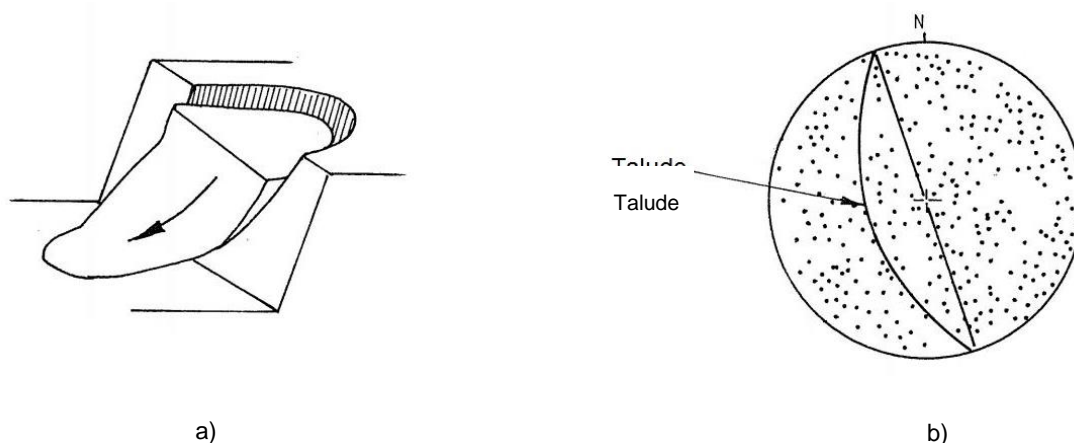


Figura 2.34 – a) Instabilidade por cunha b) identificação da instabilidade por cunha na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981).

#### 2.6.5. INSTABILIDADE POR TOPPLING

A rotura por *toppling* pode, de alguma forma, ser comparável com o deslizamento em solos pelas deformações que se verificam na base do talude (Goodman & Kieffer, 2000), mas diferencia-se no modo como se desenvolve. A instabilidade por *toppling* pode ser profunda, de grandes dimensões e ocorrer num curto espaço de tempo, enquanto a rotura em solos é um movimento lento, sobre uma tensão constante. Como a rotura se desenvolve-rapidamente, a aceleração dos deslocamentos antes da rotura é lenta, distribuindo o peso próprio gradualmente para os blocos localizados na base do talude. Depois da ocorrência de uma rotura por *toppling* num talude, este normalmente torna-se mais íngreme e com blocos rochosos bastante fraturados e flexíveis, continuando a representar uma ameaça à estabilidade.

A instabilidade por *toppling* ou basculamento de blocos é tratada como um caso específico entre as instabilidades principais e taludes rochosos. As instabilidades anteriores estão associadas a deslizamentos sobre planos de debilidade, no caso do *toppling* (Figura 2.35a), a instabilidade envolve a rotação dos blocos que são formados pelas descontinuidades, estas mergulham para o interior do talude, visto que apresentam uma inclinação contrária à inclinação da face do talude. A disposição das descontinuidades no talude onde surgem blocos potencialmente instáveis por *toppling* é ilustrada Figura 2.31 pelo plano CC.

Na análise cinemática também existem diferenças em relação aos outros tipos de instabilidades. Ao contrário das instabilidades anteriores, a representação hemisférica da estrutura tipicamente associada à instabilidade por *toppling* não apresenta os polos das descontinuidades do lado oposto ao círculo de maior representatividade. No caso do *toppling*, a rotura ocorre no sentido contrário à face do talude (Figura 2.35b), pelo que os polos e o círculo maior representativo se encontram do mesmo lado da área de projeção.

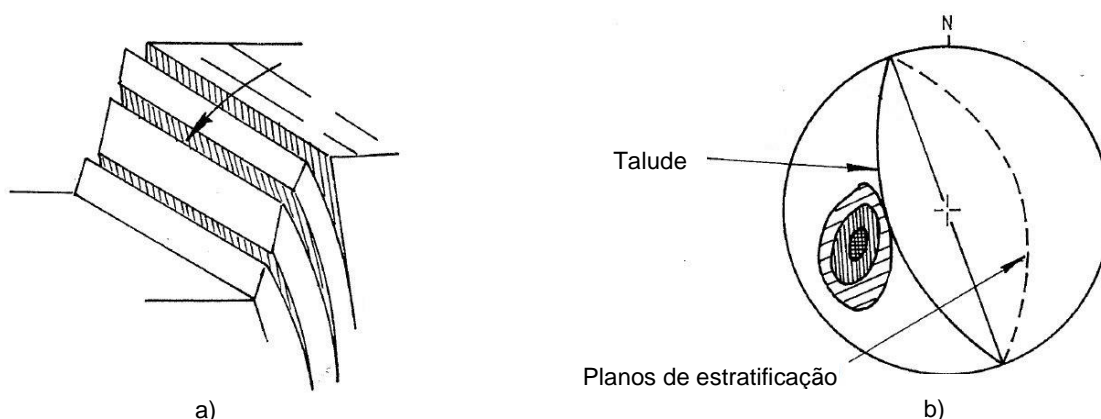


Figura 2.35 – a) Instabilidade por *toppling* b) identificação da instabilidade por *toppling* na representação hemisférica. Adaptado de (Hoek & Bray, 1981).

No desenvolvimento da análise cinemática aplicada à instabilidade por *toppling*, considerando um bloco de largura  $\Delta x$  e altura  $y_n$ , contido num plano de deslizamento de inclinação  $\psi_p$  (Figura 2.36) e sem a ação de forças externas. Ocorre *toppling* quando as três seguintes condições se verificam:

- O centro de gravidade estar mais adiantado em relação à aresta da base, no sentido do deslocamento. Condição expressão por:  $\frac{\Delta x}{y_n} < \tan \psi_p$ ;
- A inclinação da superfície de deslizamento não pode ser tal, de modo que a resistência ao deslizamento ultrapassada, ou seja  $\psi_p < \phi_j$ ;
- O azimuth das descontinuidades não deve variar mais do que  $20^\circ$  em relação ao azimuth da face do talude,  $|\alpha_p - \alpha_f| < 20^\circ$ .

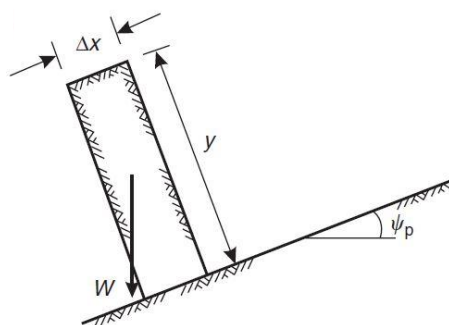


Figura 2.36 – Geometria de um bloco para uma análise de estabilidade ao *toppling* (Wyllie & Mah, 2005).

O último requisito apresentado só deve ser considerando quando se está a analisar um conjunto de blocos (Tatone & Grasselli, 2009). Este valor é discutido por vários autores, que apresentam diferentes valores para este limite. Segundo Hudson e Harrison (2010) a definição do limite de  $20^\circ$  na diferença entre o azimuth da descontinuidade e a face do talude é baseada em observações de roturas por *toppling*, sugerindo ainda que este valor pode ser superior em taludes muito íngremes. Wyllie e Mah (2005) apresentam para este limite o valor de  $10^\circ$ , Wyllie (1999) apresenta  $20^\circ$  e Tatone e Grasselli (2009) apresentam o valor de  $20^\circ$  e citam Norris e Wyllie (1996), que obtêm esse valor através de cálculos



matemáticos. Outro valor ainda, mais conservativo, é apresentado por Goodman (1989) que refere  $30^\circ$  como limite. Na projeção hemisférica (Figura 2.31b) é feita a representação desta restrição através de duas linhas que definem as direções da reta de maior declive ( $\alpha_f \pm 20^\circ$ ).

Os requisitos para este tipo de instabilidade foi aqui apresentado com recurso a um bloco com as características geométricas apresentadas, mas instabilidade por *toppling* pode desenvolver-se de diferentes formas e não envolvem necessariamente um bloco da forma como apresentado. Goodman e Bray (1976) descrevem três tipos de *toppling* principais: *block toppling*, *flexural toppling* e *block-flexure toppling*. Para além destes, apresentou ainda vários exemplos de *toppling* secundário. Estes tipos de *toppling* são apresentados de seguida.

#### 2.6.5.1. Block toppling

Este tipo de *toppling* surge em taludes rochosos, onde as descontinuidades ortogonais amplamente espaçadas definem os blocos (Figura 2.37). É comum neste tipo de instabilidade que os blocos presentes no pé do talude sejam empurrados pelos blocos anteriores e deslizem, permitindo, assim, a rotação desses blocos.

Num talude com um conjunto de blocos com uma configuração semelhante à apresentada na Figura 2.37, nem todos os blocos apresentam o mesmo comportamento. Os diferentes blocos podem possuir requisitos para a ocorrência de diferentes tipos de movimento. Na Figura 2.38 são apresentados os quatro diferentes comportamentos que um bloco pode apresentar, em função das características do bloco e do plano de deslizamento. São a seguir apresentadas as condições necessárias para que cada comportamento apresentado se verifique (Hoek & Bray, 1981):

- Bloco estável – A inclinação da base tem de ser inferior à resistência correspondente ao atrito (considerando superfície puramente atrítica),  $\psi_p < \phi$ , e o centro de gravidade não pode estar à frente da aresta da base no sentido do deslocamento,  $\frac{\Delta x}{y_n} > \tan \psi_p$ .
- Bloco com deslizamento – A inclinação da base tem de ser superior à resistência atrítica,  $\psi_p > \phi$ , e o centro de gravidade não pode ultrapassar a aresta da base do bloco,  $\frac{\Delta x}{y_n} > \tan \psi_p$ .
- Bloco com deslizamento e *toppling* - A inclinação da base tem de ser superior à resistência atrítica,  $\psi_p > \phi$ , e o centro de gravidade tem de estar adiantado em relação à aresta da base no sentido do deslocamento,  $\frac{\Delta x}{y_n} < \tan \psi_p$ .
- Bloco com *toppling* – A base não pode apresentar uma inclinação que vença a resistência correspondente ao atrito,  $\psi_p < \phi$ , e o o centro de gravidade tem de estar adiantado em relação à aresta da base no sentido do deslocamento,  $\frac{\Delta x}{y_n} < \tan \psi_p$ .

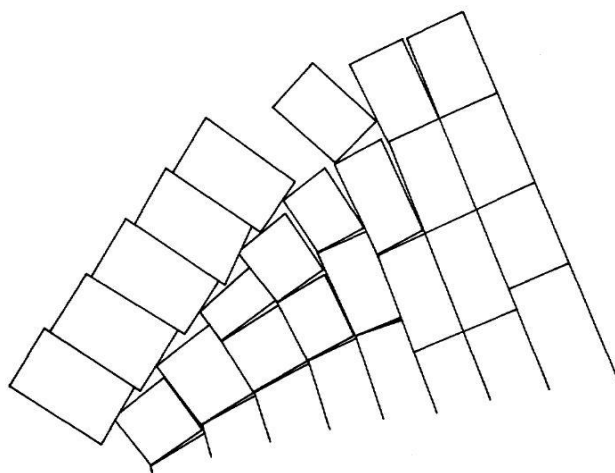


Figura 2.37 – Deslizamento e *toppling* de blocos (Goodman & Shi, 1985).

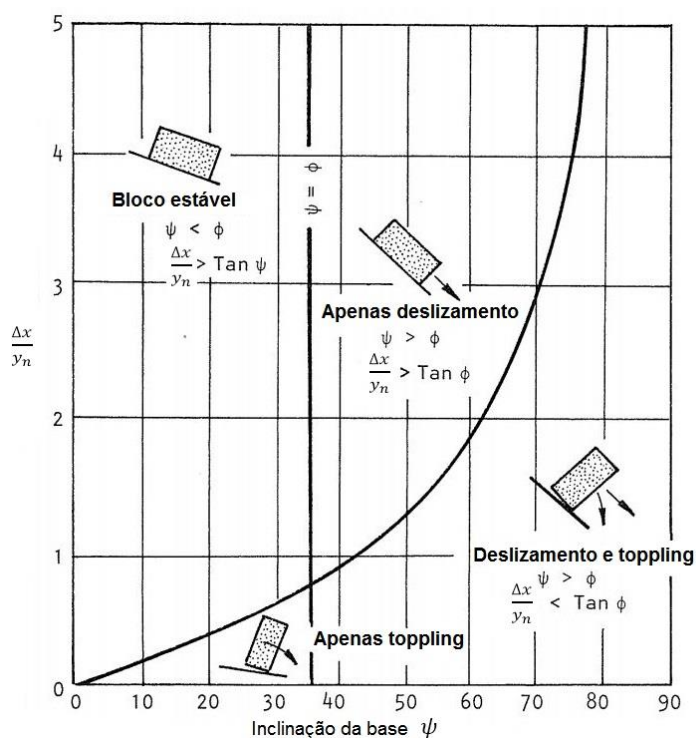


Figura 2.38 – Condições para o deslizamento e para o *toppling* (Hoek & Bray, 1981).

Um exemplo de um sistema de blocos com diferentes comportamentos e onde o bloco do pé do talude é empurrado e assim desencadeia o *toppling* está presente na Figura 2.39 e ilustrado na Figura 2.40.



Figura 2.39 – Blocos rochosos com instabilidade por *block toppling* (Camacho, s.d.).

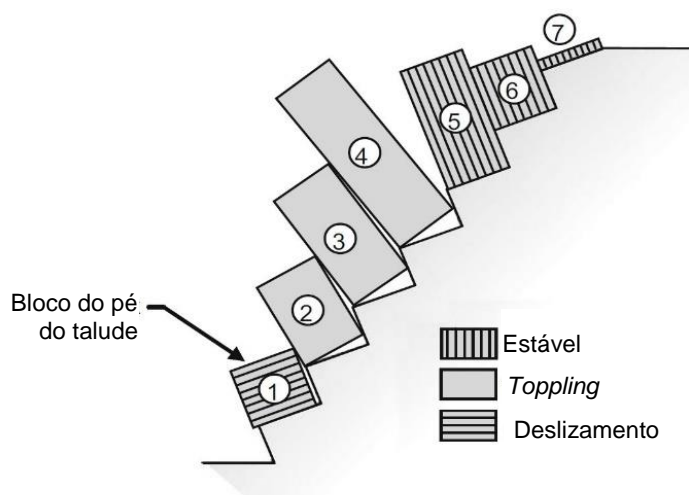


Figura 2.40 – Disposição e comportamento de um sistema de blocos. Adaptado de (Tatone & Grasselli, 2009).

#### 2.6.5.2. *Flexural toppling*

Em taludes rochosos onde estejam presentes descontinuidades a mergulhar para o interior do talude, formando colunas de rocha, pode ocorrer *flexural toppling*, como mostra a Figura 2.41. É um tipo de *toppling* típico de taludes que apresentem determinadas condições geológicas, como xistos de camadas finas ou ardósia com juntas ortogonais pouco desenvolvidas (Wyllie & Mah, 2005). O processo de rotura inicia-se com as colunas a fletir para a frente, devido ao peso próprio, até que a resistência da rocha à

flexão é atingida, dando-se a rotura. Esta flexão pode ser desencadeada por escavações ou processos erosivos no pé do talude, deixando de existir um suporte às colunas de rocha.

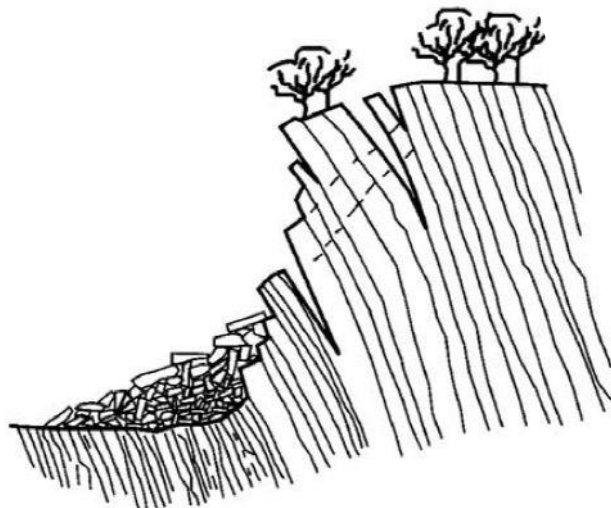


Figura 2.41 – *Flexural toppling* (Tatone & Grasselli, 2009).

#### 2.6.5.3. *Block-flexure toppling*

No caso do *block-flexure toppling*, a rotura é mais complexa do que as anteriores, pois é uma combinação dos dois tipos de *toppling* anteriormente apresentados, ocorrendo *toppling* de blocos e flexão em simultâneo. Como mostra a Figura 2.42, este tipo de *toppling* caracteriza-se por apresentar uma flexão pseudo-contínua ao longo das colunas de rocha, que interseam com várias juntas ortogonais. A flexão das colunas de rocha originam o *flexure-toppling*, enquanto o *toppling* de blocos é originado pelo deslocamento das colunas, que possibilita o deslocamento do centro de gravidade dos blocos para lá da aresta do bloco.

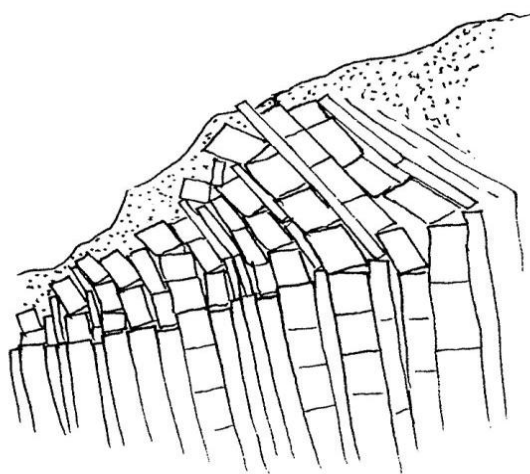


Figura 2.42 – *Block-flexure toppling* (Hoek & Bray, 1981).

#### 2.6.5.4. *Toppling* secundário

Goodman e Bray (1976) apresentou mais alguns mecanismos de rotura por *toppling* (Figura 2.43), ao que designou de *toppling* secundário, talvez por este ser precedido de outro tipo de instabilidade. Em geral, o *toppling* secundário é iniciado por escavações no pé do talude, por ações de agentes naturais como erosão ou presença de água, e por atividades do homem. Estes acontecimentos originam instabilidades no talude, normalmente deslizamentos, que, por sua vez, desencadeiam a rotura por *toppling* secundário.

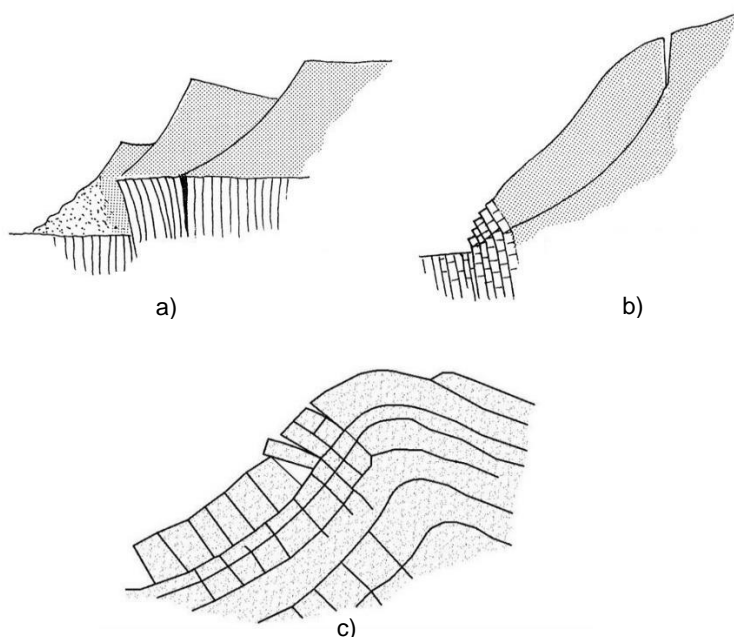


Figura 2.43 – *Toppling* secundário a) *slide base toppling*; b) *slide toe toppling* (Hoek & Bray, 1981) ; c) *slide head toppling* (Goodman & Kieffer, 2000).

Os tipos de *toppling* secundário diferenciam-se essencialmente pela zona do talude onde ocorrem, resultado de outras instabilidades também em diferentes zonas do talude. A descrição dos diferentes tipos de *toppling* secundários, presentes na Figura 2.43, é a seguir apresentada:

- *Slide base toppling* – Neste tipo de *toppling* secundário a rotura ocorre na base do talude (Figura 2.43a) e desenvolve-se quando a massa de rocha ou solo, acima da zona de rotura, transmite tensões de corte horizontais para as colunas de rocha. Para o desenvolvimento deste tipo de instabilidade, é necessário que o material acima da zona de rotura seja capaz de transmitir tensões horizontais e, como não poderia deixar de ser, que as características geotécnicas do material da base sejam favoráveis à ocorrência de *toppling* nestas condições.
- *Slide toe toppling* – Ocorre quando os blocos do pé do talude são carregados pelo deslizamento do material que compõe o talude (Figura 2.43b). Goodman e Bray (1976) assemelham este fenómeno a um mecanismo de dois blocos, onde a região ativa é a que desliza e a região passiva é onde se desenvolve o *toppling*, comparando a rotura por *toppling* à rotura de uma parede de contenção.
- *Slide head toppling* – Como é evidente na Figura 2.43c, este tipo de *toppling* secundário ocorre em casos onde alguns blocos que constituem o talude sofrem deslizamento, criando um espaçamento entre blocos, permitindo a rotura por *toppling*. Este tipo de rotura só é possível

quando, num conjunto de blocos potencialmente instáveis por deslizamento, alguns dos blocos na parte superior do talude não reúnam condições para entrarem em rotura apenas por deslizamento, mas que apresentem condições para a ocorrência de *toppling*. Os blocos que sofrem deslizamento, antes de entrar em rotura, funcionam como suporte e desse modo impedem a rotura por *toppling*, que quando deixa de existir proporciona a rotura por *toppling* dos blocos assinalados.

# 3

## ANÁLISE DE ESTABILIDADE

### 3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O desenvolvimento de análises de estabilidade é necessário sempre que se pretenda avaliar as condições de segurança de um talude. As razões para o seu estudo podem resultar da identificação de possíveis roturas ou para prever o comportamento do talude sob determinadas condições, nomeadamente alterações da geometria (escavações) ou carregamentos (fundações).

Previamente ao desenvolvimento de uma análise de estabilidade, deve ser efetuada uma análise de risco ao problema em questão. Esta análise de risco pode concluir que não é necessário desenvolver mais estudos sobre o talude, pois os custos de uma eventual rotura não justificam medidas de estabilização. A análise de risco pode ainda definir níveis de segurança mínimos a verificar na análise de estabilidade, dependendo do tipo de projeto ou consequências da rotura. Por exemplo, num talude de uma autoestrada onde o tráfego seja muito elevado os requisitos de segurança são elevados, pois as consequências de uma rotura de blocos são elevadas. No sentido contrário, se um talude encontra-se num local sem infraestruturas ou pouco frequentado, os requisitos de segurança são menores e, pode não ser imperativo o desenvolvimento de análises de estabilidade.

Estas noções de risco são importantes para o planeamento e desenvolvimento de uma análise de estabilidade, já que existem vários métodos de análise de estabilidade. A escolha do método mais adequado a cada caso depende das características dos materiais, dos dados disponíveis, dos objetivos e importância de estudo. Neste capítulo são apresentados métodos de análise de estabilidade, que em alguns casos são apresentados com maior detalhe devido aos objetivos definidos.

### 3.2. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Os métodos probabilísticos consistem na determinação da probabilidade de rotura dos taludes sujeitos a certas condições. Nas análises de estabilidade com recurso a estes métodos, os parâmetros considerados são expressos não através de valores singulares mas sim em termos de distribuições de probabilidade que permitem a determinação do seu valor mais frequente assim como da probabilidade de ocorrência de assumirem determinados valores.

Para cada parâmetro são calculados a média e o desvio padrão, os quais permitem a obtenção de amostras através de modelos de geração aleatória de casos que recorrem a métodos como o de Monte Carlo ou o Hipercubo Latino. O método de Monte Carlo gera, de forma aleatória, amostras com uma gama de valores muito elevada que englobam não só os valores válidos como também extremos muito altos e muito baixos, responsáveis por instabilidades numéricas. Já o método Hipercubo Latino recorre a um menor número de amostras sendo que, ainda assim, permite obter resultados compatíveis com os obtidos

pelo método de Monte Carlo. Este método baseia-se na amostragem estratificada com seleção aleatória, que tem como propósito a representação da população com amostras de pequenas dimensões o que permite, para uma dada precisão de resultados, reduzir o número de simulações ou, por outra perspetiva, para um dado número de simulações, aumentar a precisão dos resultados. De um modo geral, quando o número de amostras é relativamente baixo (1000 amostras), os resultados obtidos através do método Hipercubo Latino são melhores do que os do método de Monte Carlo, aproximando-se mais de uma distribuição normal. Quanto maior for o número de amostras, maior é a convergência de rotura, sendo que para números superiores a 30000 a probabilidade de rotura é considerada credível (Mesquita, 2013).

Os parâmetros que intervêm na análise de estabilidade assumem valores cuja variação é, normalmente, muito ampla, pelo que podem ser descritos através de funções de distribuição de probabilidades. Para cada parâmetro é assumido um determinado tipo de lei de distribuição de probabilidade, conforme se considere mais adequado. No caso da distribuição normal, esta pode aplicar-se aos parâmetros que assumem um valor médio que é o mais frequente, sendo a função de densidade de distribuição dada por:

$$f(x) = \frac{1}{SD\sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{x - \bar{x}}{SD} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

Sendo o valor médio ( $\bar{x}$ ) e o desvio padrão (SD) dados por:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{x=1}^n x}{n} \quad (3.2)$$

$$SD = \left[ \frac{\sum_{x=1}^n (x - \bar{x})^2}{n} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

O desvio padrão representa a dispersão dos valores, sendo que a extensão horizontal da curva normal reflete isso mesmo. No exemplo ilustrado na Figura 3.1 é possível verificar como diferentes valores do desvio padrão alteram a curva. Quanto menor é o desvio padrão, menos achatada é a curva, ou seja, menor é a dispersão dos valores que o parâmetro pode assumir em torno da média e, além disso, mais frequente é o valor médio. O oposto também se verifica.

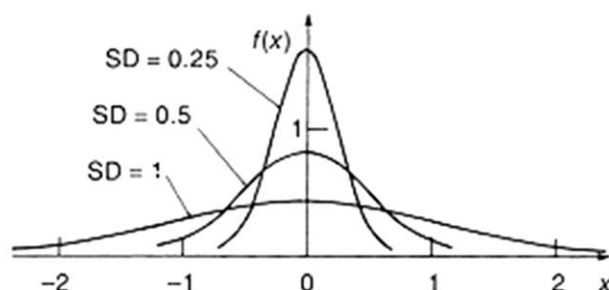


Figura 3.1 – Densidade da distribuição normal com  $\bar{x} = 0$  e vários valores do desvio padrão (SD).



Uma propriedade importante desta curva é o facto de a área total abaixo desta ser igual a 1, o que, em termos práticos, significa que é 100% provável que os valores que o parâmetro pode assumir estejam entre os extremos da curva.

### **3.3. MÉTODOS DETERMINÍSTICOS**

Os métodos determinísticos visam tirar conclusões acerca da estabilidade do taludes a partir do conhecimento ou suposição das suas condições.

De um modo geral, estes métodos consistem em atribuir valores adequados aos parâmetros físicos e mecânicos que controlam o comportamento do material analisado e definir, com base em leis de comportamento, a condição de estabilidade ou o fator de segurança do talude.

Os métodos de equilíbrio limite são os mais correntemente utilizados em Engenharia Geotécnica já que, do ponto de vista prático, constituem ferramentas de interesse relevante, uma vez que resultam do trabalho de observação e interpretação de roturas reais por parte de engenheiros.

Estes métodos recorrem a um processo iterativo para determinar a superfície de deslizamento crítica ao longo da qual a relação entre o efeito das forças instabilizadoras e as forças resistentes é menos favorável. O procedimento seguido nestes métodos é o seguinte (Matos Fernandes, 2011):

- i. Admitir/identificar um mecanismo de rotura;
- ii. Calcular o efeito das forças instabilizadoras ou solicitantes (S);
- iii. Calcular as forças mobilizáveis ou resistentes (R);
- iv. Comparar as forças determinadas anteriormente.

A escolha de um mecanismo de rotura passa pela definição de uma superfície de deslizamento, por onde seja possível, do ponto de vista cinemático, dar-se a rotura. A sua geometria pode ser curvilínea, plana ou mista.

O cálculo do efeito das forças instabilizantes equivale a calcular as forças que seria necessário mobilizar (M) para fazer face à instabilidade e pressupõe que sejam conhecidos dados como o peso volúmico do material, a pressão de água e as forças externas envolvidas.

Em relação às forças mobilizáveis, é admitido no seu cálculo que a resistência é mobilizada toda ao mesmo tempo ao longo da superfície de rotura.

O último passo do processo consiste na comparação das forças instabilizadoras e resistentes (ou dos seus efeitos) que, de modo corrente, é feita através da relação que traduz o coeficiente global de segurança (F):

$$F = \frac{R}{S} \quad (3.4)$$

Além da razão entre as forças instabilizadoras e resistentes, o coeficiente global de segurança é também interpretado como o valor pelo qual deve ser dividida a resistência mobilizável para obter a resistência mobilizada:

$$M = \frac{R}{F} \quad (3.5)$$

Uma vez que o problema é estaticamente indeterminado, o procedimento é repetido sucessivamente, sendo avaliados vários mecanismos de rotura até a superfície crítica ser identificada, à qual corresponde o menor valor do fator de segurança.

### 3.3.1. INSTABILIDADE POR TOPPLING

A metodologia de cálculo para blocos potencialmente instáveis por *toppling* aqui apresentada foi sugerida por Goodman e Bray (1976). A proposta destes autores consiste na definição das condições de estabilidade em cada bloco a partir do topo do talude. Esta metodologia é um pouco limitada, sendo somente aplicável a alguns casos simples de *toppling*, neste caso é aplicável ao *block toppling*. Apesar disso, permite compreender alguns aspetos relacionados com a rotura por *toppling*, bem como avaliar eventuais medidas de estabilização.

O processo inicia-se com a recolha dos elementos que dizem respeito à geometria do talude, de modo a definir a geometria de cada bloco, permitindo assim que depois se apliquem as diversas equações de análise da estabilidade dos blocos. Para além da apresentação dos elementos necessários para desenvolver estes dois passos, é apresentado mais à frente as especificações do cálculo em situações onde o talude é sujeito a ações externas.

#### 3.3.1.1. Geometria dos blocos

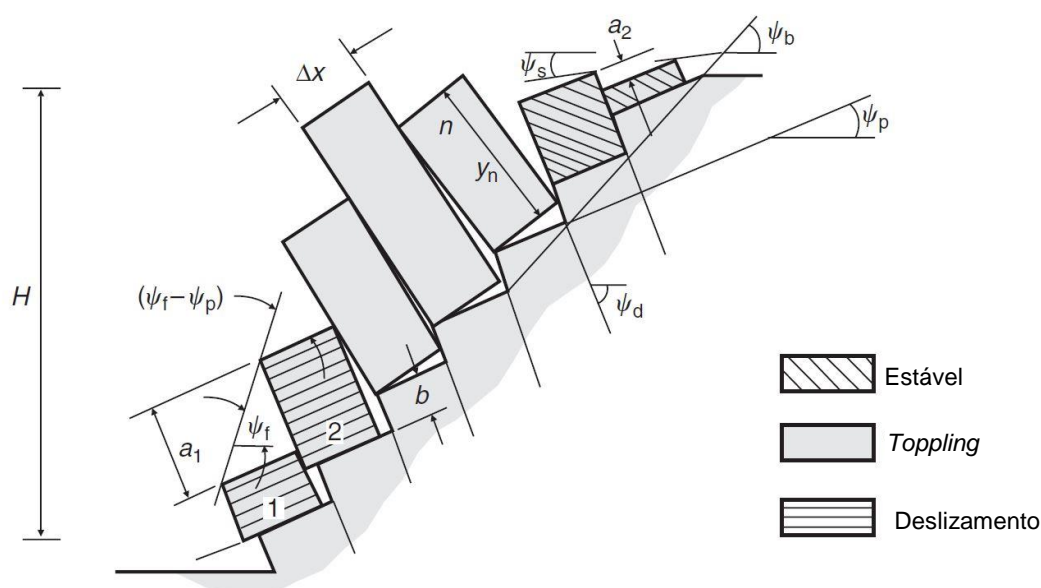


Figura 3.2 – Modelo para análise de equilíbrio limite de *toppling*. Adaptado de (Wyllie & Mah, 2005).

Na Figura 3.2 estão presentes os elementos necessário para o desenvolvimento do cálculo de estabilidade do talude. A definição da geometria de cada bloco requer o conhecimento do espaçamento entre descontinuidades ( $\Delta x$ ), da altura do talude ( $H$ ), da inclinação do plano de base ( $\psi_b$ ), da inclinação da base dos blocos ( $\psi_p$ ), da inclinação das descontinuidades ( $\psi_d$ ), da inclinação do topo do talude ( $\psi_s$ ) e da inclinação da face do talude ( $\psi_f$ )

A partir dos elementos apresentados anteriormente, determina-se o número de blocos ( $n$ ) a partir da seguinte equação (Wyllie & Mah, 2005):

$$n = \frac{H}{\Delta x} \left[ \csc(\psi_b) + \left( \frac{\cot(\psi_b) - \cot(\psi_f)}{\sin(\psi_b - \psi_f)} \right) \sin(\psi_s) \right] \quad (3.6)$$

As constantes  $a_1$ ,  $a_2$  e  $b$  são calculadas da seguinte forma:

$$a_1 = \Delta x \tan(\psi_f - \psi_p) \quad (3.7)$$

$$a_2 = \Delta x \tan(\psi_p - \psi_s) \quad (3.8)$$

$$b = \Delta x \tan(\psi_b - \psi_p) \quad (3.9)$$

A altura de cada bloco ( $y_n$ ) é definida de acordo com a localização do bloco em relação ao bloco da crista. A altura do bloco do pé do talude (número 1) é dada por:

$$y_1 = a_1 - b \quad (3.10)$$

A altura dos blocos desde o pé até à crista do talude a altura é dada por:

$$y_n = y_{n-1} + a_1 - b \quad (3.11)$$

Os restantes blocos a altura vem dada por:

$$y_n = y_{n-1} - a_1 - b \quad (3.12)$$

### 3.3.1.2. Estabilidade dos blocos

Pela forma como os blocos se comportam, é possível definir três grupos de blocos (Figura 3.2), que normalmente estão relacionados com a zona do talude em que se encontram (Wyllie & Mah, 2005):

- Blocos estáveis – Estes blocos são típicos da parte superior do talude, onde o ângulo de atrito da base dos blocos é superior à inclinação, e o centro de gravidade do bloco não ultrapassa a aresta da base (no sentido do deslizamento);
- Blocos instáveis por *toppling* – Estes blocos normalmente aparecem na zona intermédia, que pelas características geométricas, são mais propícios para que o centro de gravidade ultrapasse o limite da base;
- Blocos instáveis por deslizamento – Devido à ação dos blocos intermédios, que empurram os blocos à sua frente, os blocos do pé do talude têm tendência para deslizar.

Os termos utilizados na definição da geometria dos taludes, bem como a posição e direção das forças atuantes nos blocos potencialmente instáveis por *toppling* e deslizamento estão presentes na Figura 3.3. Para analisar o equilíbrio de cada bloco é necessário determinar as forças desenvolvidas na base do

bloco ( $R_n, S_n$ ) e as forças de interação entre blocos ( $P_n, Q_n, P_{n-1}$  e  $Q_{n-1}$ ) (Figura 3.3a). No caso da análise dos blocos onde pode ocorrer *toppling* o esquema de forças é representado na Figura 3.3b.

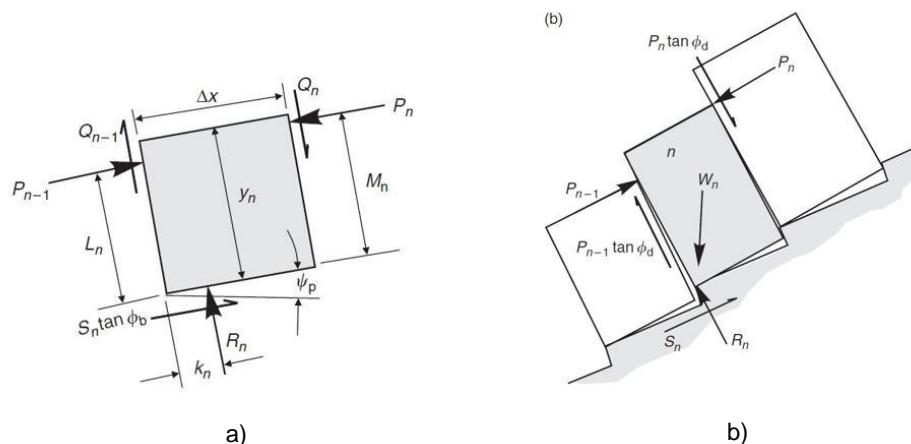


Figura 3.3 – Análise de equilíbrio limite. a) forças atuantes no bloco  $n$  e b) *toppling* no bloco  $n$  (Wyllie & Mah, 2005).

Os pontos de aplicação (distância até a base do bloco) das forças normais em cada bloco  $n$ ,  $P_n$  e  $P_{n-1}$  são definidos por  $M_n$  e  $L_n$  respetivamente, de acordo com a posição em relação ao bloco da crista.

Blocos antes da crista:

$$M_n = y_n \quad (3.13)$$

$$L_n = y_n - a_1 \quad (3.14)$$

Bloco da crista:

$$M_n = y_n - a_2 \quad (3.15)$$

$$L_n = y_n - a_1 \quad (3.16)$$

Blocos depois da crista:

$$M_n = y_n - a_2 \quad (3.17)$$

$$L_n = y_n \quad (3.18)$$

Para avançar com esta análise é necessário definir as forças atuantes em cada bloco. Como é representado na Figura 3.3, as forças atuantes nos blocos são:

- A força  $P_n$  resultante do *toppling* ocorrido no bloco  $(n + 1)$ , imediatamente acima;
- A reação  $P_{n-1}$  no bloco  $(n - 1)$ , imediatamente abaixo;
- A força de atrito  $Q_n$  desenvolvida na face lateral, juntamente com o bloco imediatamente acima,  $n + 1$ ;

- A força de atrito  $Q_{n-1}$  desenvolvida na face lateral inferior, com o bloco  $n - 1$ ;
- O peso  $W_n$  de cada bloco  $n$ ;
- As forças normais  $R_n$  e tangenciais  $S_n$  que atuam na base do bloco.

As forças friccionais desenvolvidas nas laterais dos blocos, resultantes de deslizamento e *toppling*, são determinadas por:

$$Q_n = P_n \tan \phi_d \quad (3.19)$$

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan \phi_d \quad (3.20)$$

onde:

$\phi_d$  – Ângulo de atrito da lateral dos blocos.

A partir das forças perpendiculares e na direção da base de cada bloco  $n$ , obtém-se as forças  $R_n$  e  $S_n$  através de:

$$R_n = W_n \cos \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi_d \quad (3.21)$$

$$S_n = W_n \sin \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \quad (3.22)$$

$$W_n = \gamma \times \Delta x \times y_n \quad (3.23)$$

onde:

$\gamma$  – Peso volúmico do material.

Quando se está a avaliar o comportamento em relação ao deslizamento, a força  $S_n$  vem dada por:

$$S_n = R_n \tan \phi_p \quad (3.24)$$

O valor das forças aplicadas nas laterais de cada bloco, bem como os respetivos pontos de aplicação, são desconhecidos. Nesta metodologia assume-se que as condições de equilíbrio limite são estabelecidas aplicando as equações (3.21), (3.22) e (3.24).

A rotura por *toppling* ocorre quando o equilíbrio dos momentos em torno do vértice da base não é garantido, considerando o sistema de forças que atuam no bloco. De modo a evitar a rotura por *toppling* é determinada a força  $P_{n-1,t}$ , que garante a estabilidade do bloco em relação a este tipo de rotura. Esta força vem dada por:

$$P_{n-1,t} = \frac{P_n (M_n - \Delta x \tan \phi_d) + \frac{W_n}{2} (y_n \sin \psi_p - \Delta x \cos \psi_p)}{L_n} \quad (3.25)$$

No caso da rotura por deslizamento a força necessária para evitar o deslizamento dos blocos  $P_{n-1,s}$ , aplicando a equação (3.24) é determinada por:

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\cos \psi_p \tan \phi_p - \sin \psi_p)}{(1 - \tan \phi_p \tan \phi_d)} \quad (3.26)$$

Esta equação surge da equação de equilíbrio das forças paralelas à base de cada bloco, assumindo:

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan \phi_d$$

O procedimento de cálculo para um conjunto de blocos de um talude deverá obedecer à seguinte ordem (Hoek & Bray, 1981):

- i. determinar o primeiro bloco, a partir do topo, onde o *toppling* é admissível, através de:

$$\frac{y_n}{\Delta x} > \cot \psi_p \quad (3.27)$$

- ii. segue-se a determinação das forças laterais no primeiro bloco. Como não existe instabilidade no bloco anterior,  $P_n = 0$ . A partir desta condição é possível definir as forças laterais,  $P_{n-1,t}$  e  $P_{n-1,s}$  desse bloco. Os resultados destes cálculos podem indicar os seguintes cenários:
  - se  $P_{n-1,t} > P_{n-1,s}$  o bloco sofre *toppling* e  $P_{n-1} = P_{n-1,t}$ ;
  - se  $P_{n-1,t} < P_{n-1,s}$  e  $P_{n-1,s} > 0$  o bloco desliza e  $P_{n-1} = P_{n-1,s}$ ;
  - se  $P_{n-1,t} < 0$  e  $P_{n-1,s} < 0$  o bloco é estável  $P_{n-1} = 0$ .
- iii. o passo seguinte é aplicar o procedimento anterior aos restantes blocos do talude;
- iv. por fim, é necessário verificar se o equilíbrio é estabelecido. Esta verificação é feita no bloco do pé do talude de acordo com o seguinte:
  - se  $P_0 > 0$  o talude não é estável para o ângulo de atrito da base dos blocos considerado. Nesse caso é necessário repetir o processo de cálculo utilizando ângulos de atrito superiores;
  - se  $P_0 < 0$  deve-se repetir o cálculo para ângulos de atrito menores;
  - se  $P_0 \approx 0$  o valor utilizado para o ângulo de atrito é válido para estabelecer o estado limite de equilíbrio.

Depois de finalizado o processo iterativo e determinado o ângulo de atrito necessário para estabelecer o equilíbrio, pode calcular-se o fator de segurança ( $FS$ ). O fator de segurança é calculado pela razão da tangente do ângulo de atrito real ( $\phi_{disponível}$ ) e o ângulo de atrito necessário para estabelecer o equilíbrio limite ( $\phi_{necessário}$ ). Este ângulo pode ser o ângulo de atrito na base ou nas paredes, dependendo do tipo de instabilidade e do que seja mais desfavorável. O fator de segurança vem dado por:

$$FS = \frac{\tan \phi_{disponível}}{\tan \phi_{necessário}} \quad (3.28)$$

Esta metodologia foi descrita considerando o ângulo de atrito característicos ( $\phi_{\text{característico}}$ ) de resistência das paredes e da base dos blocos. Para implementar medidas de segurança, tal como sugerido no Eurocódigo 7, é necessário adotar valores de cálculo para os parâmetros de resistência presentes nas equações acima descritas. O ângulo de atrito de cálculo ( $\phi_{\text{cálculo}}$ ) a adotar é obtido através de:

$$\phi_{\text{cálculo}} = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi_{\text{característico}}}{\gamma_{\phi}} \right) \quad (3.29)$$

Os valores a adotar para o coeficiente de segurança parcial ( $\gamma_{\phi}$ ) são sugeridos em 3.2.1.2, segundo o Eurocódigo 7.

### 3.3.1.3. Ação de forças externas

Os taludes são sujeitos a ações externas com frequência, através da presença de água devido à chuva, de cargas transmitidas por fundações ou por medidas de contenção que visam promover a estabilidade do talude. A presença de todas as ações externas têm de ser consideradas de modo a representar o seu efeito no comportamento do talude.

Para além das forças atuantes em cada bloco  $n$  apresentadas em 3.3.1.2, na Figura 3.4 é apresentado um esquema de forças onde estão representadas as três forças resultantes da presença de água,  $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$ , bem como a força  $Q$ , que pode corresponder à ação de uma fundação, por exemplo.

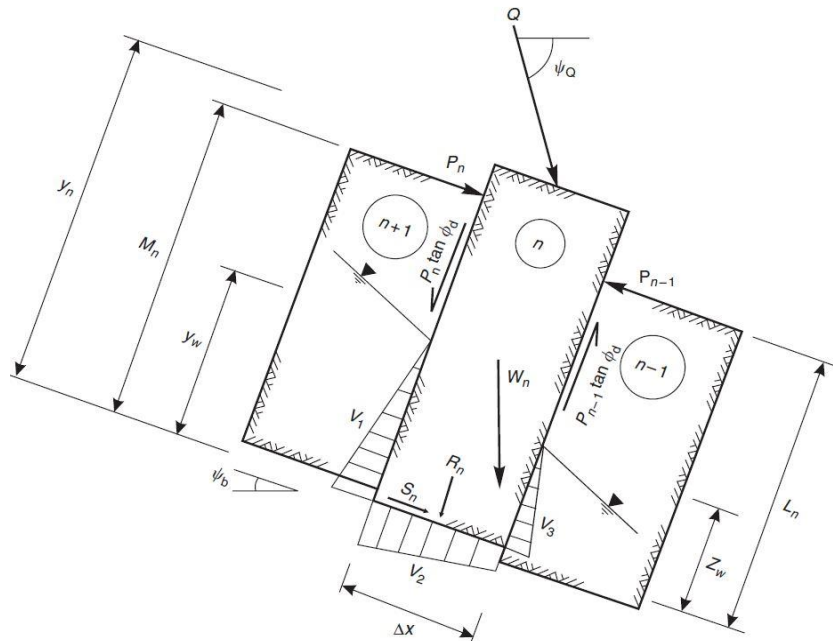


Figura 3.4 – Esquema de forças externas (Wyllie & Mah, 2005).

Neste caso, a força que garante a estabilidade à rotura por *toppling*,  $P_{n-1,t}$ , do bloco  $n$  vem dada por:

$$P_{n-1,t} = \left\{ P_n (M_n - \Delta x \tan \phi_d) + \frac{w_n}{2} (y_n \sin \psi_p - \Delta x \cos \psi_p) + \frac{V_1 y_w}{3} + \frac{y_w \Delta x^2}{6} \right. \\ \left. \times \cos \psi_p (z_w + 2y_w) - \frac{V_3 z_w}{3} + \frac{Q[-\sin(\psi_Q - \psi_p) \Delta x]}{2} \right\} L_n^{-1} \quad (3.30)$$

A força que permite o equilíbrio em relação ao deslizamento,  $P_{n-1,s}$ , do bloco  $n$  com a ação de forças externas é obtida segundo a expressão:

$$P_{n-1,s} = P_n + \{ -W_n (\cos \psi_p \tan \phi_p - \sin \psi_p) + V_1 - V_2 \tan \phi_p - V_3 \\ + Q[-\sin(\psi_Q - \psi_p) \tan \phi_p + \cos(\psi_Q - \psi_p)] \} \\ \times (1 - \tan \phi_p \tan \phi_d)^{-1} \quad (3.31)$$

Onde:

$$V_1 = \frac{1}{2} y_w \cos \psi_p y_w^2 \quad (3.32)$$

$$V_2 = \frac{1}{2} y_w \cos \psi_p (y_w + z_w) \Delta x \quad (3.33)$$

$$V_3 = \frac{1}{2} y_w \cos \psi_p z_w^2 \quad (3.34)$$

Em taludes onde a estabilidade não está garantida, pode implementar-se soluções que resolvam o problema. Uma das soluções é a aplicação de ancoragens, que para o seu dimensionamento é necessário determinar a força que esta terá de desenvolver de modo a impedir a rotura. A Figura 3.5 mostra um esquema representativo das forças atuantes num bloco  $n$  com a presença de uma ancoragem no bloco 1, que desenvolve uma força  $T$ .



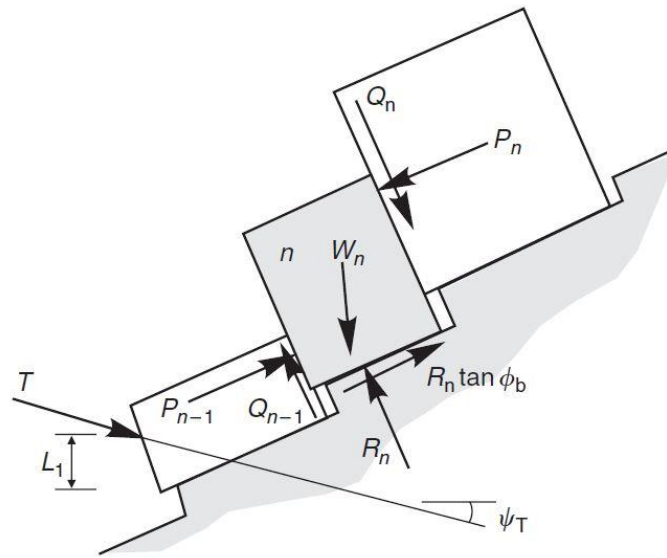


Figura 3.5 – Força de estabilização (Wyllie & Mah, 2005).

Considerando a aplicação da ancoragem com uma inclinação  $\psi_T$  e a uma altura  $L_1$  da base do bloco a força necessária para evitar a rotura por *toppling*,  $T_t$ , é dada por:

$$T_t = \frac{\frac{W_1}{2}(y_1 \sin \psi_p - \Delta x \cos \psi_p) + P_1(y_1 - \Delta x \tan \phi_d)}{L_1 \cos(\psi_p - \psi_T)} \quad (3.35)$$

Para evitar o deslizamento é necessário desenvolver a força  $T_t$  que tem a seguinte expressão:

$$T_t = \frac{P_1(1 - \tan \phi_p \tan \phi_d) - W_1(\tan \phi_p \cos \psi_p - \sin \psi_p)}{\tan \phi_p \sin(\psi_p + \psi_T) + \cos(\psi_p + \psi_T)} \quad (3.36)$$

Neste caso, onde se aplica a ancoragem no bloco 1, a força normal  $R_1$  e a força tangencial  $S_1$  passam a ser determinadas por, respetivamente:

$$R_1 = P_1 \tan \phi_d + T \sin(\psi_p + \psi_T) + W_1 \cos \psi_p \quad (3.37)$$

$$S_1 = P_1 - T \cos(\psi_p + \psi_T) + W_1 \sin \psi_p \quad (3.38)$$

### 3.1. MÉTODOS NUMÉRICOS

O papel dos métodos numéricos, ou Método dos Elementos Finitos, tem vindo a tornar-se cada vez mais relevante na resolução de problemas de engenharia, que muito se deve ao desenvolvimento das capacidades dos computadores em executar os longos processos de cálculo. Os métodos numéricos são utilizados para resolver problemas em muitas áreas, que vão para além da engenharia, procurando

desenvolver processos de cálculo (algoritmos) com recurso a uma sequência finita de operações aritméticas, de modo a tornar os problemas matemáticos exequíveis.

O Método de Elementos Finitos pode ser formulado com base no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio, ou em métodos híbridos e mistos. Destes, o mais simples e versátil é o método dos deslocamentos, sendo estes as incógnitas do problema que é definido e resolvido através das seguintes operações:

- i. Subdivisão do domínio, ou discretização, que é a divisão do domínio em zonas (elementos finitos), ligados por nós situados nas suas fronteiras;
- ii. Definir as funções de interpolação que determina aproximadamente o campo dos deslocamentos no interior do elemento finito de acordo com o comportamento dos seus nós;
- iii. Determinação das matrizes rigidez dos elementos através do teorema dos trabalhos virtuais ou segundo o princípio da energia potencial mínima;
- iv. Tendo em conta a contribuição de cada elemento finito, construir a matriz rigidez global e o vetor de solicitação global;
- v. De acordo com as condições fronteira, resolver o sistema de equações, permitindo a obtenção dos deslocamentos nodais e as reações de apoio.
- vi. Obter as deformações e tensões através das funções de aproximação dos deslocamentos no interior dos elementos.

A utilização deste tipo de análise requer algumas pequenas considerações, nomeadamente com o número e tipo de elementos a utilizar. A sua definição depende do grau de aproximação pretendido ou que seja capaz de obter resultados aceitáveis de acordo com o tipo de problema. O grau de aproximação pode ser controlado através do refinamento da malha, utilizando elementos que permitam uma maior aproximação à função que se procura (Delgado, 1990).

Os modelos numéricos a utilizar para o estudo de taludes são desenvolvidos recorrendo a programas específicos, que procuram representar com o maior rigor possível a resposta mecânica sob diversas condições. Os modelos procuram reproduzir o efeito das condições em que o maciço se encontra *in situ*, as condições fronteira, o efeito da presença de água e outras alterações que possam ocorrer, como a introdução de carregamentos ou a execução de escavações. Após a criação do modelo, os programas de cálculo são capazes de determinar o fator de segurança do talude, normalmente recorrendo à redução das características de resistência até que ocorra o colapso. Esta metodologia consiste desenvolver uma série de simulações, atribuindo valores ao fator de segurança ( $f$ ) de forma crescente que, no caso dos parâmetros de resistência ao corte, coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), são reduzidos de acordo com as respetivas equações (Wyllie & Mah, 2005):

$$c_{trial} = \left(\frac{1}{f}\right) c \quad (3.39)$$

$$\phi_{trial} = \arctan\left(\frac{1}{f}\right) \tan \phi \quad (3.40)$$

Em modelos onde estejam presentes diversos materiais e juntas, as reduções são feitas de igual modo em todos os parâmetros. Quando os parâmetros atingem um valor que desencadeia a rotura do talude, o fator de segurança é o valor a ele atribuído para esses parâmetros, ou seja  $f = FS$ . Esta técnica de redução por parâmetros de resistência origina um fator de segurança, que é normalmente igual ou ligeiramente inferior ao obtido pelo método de equilíbrio limite.

A utilização dos métodos numéricos tem duas vantagens em relação aos métodos de equilíbrio limite. A primeira é que não é necessário assumir zonas de rotura, estas serão encontradas no desenvolvimento dos cálculos e em que é possível avaliar as deformações. A outra vantagem é que os métodos numéricos satisfazem automaticamente o equilíbrio à rotação e translação, ao contrário de alguns métodos de equilíbrio limite (Wyllie & Mah, 2005).

É possível desenvolver estudos com recurso a modelos bidimensionais e tridimensionais que, no caso de taludes, requer a utilização de ferramentas diferentes. A utilização de modelos tridimensionais é recomendada em taludes que apresentem as seguintes características (Wyllie & Mah, 2005):

- A orientação de estruturas geológicas relevantes apresente uma variação da orientação em relação à face do talude de para lá de 20-30°.
- O eixo de anisotropia do material apresentar uma variação superior a 20-30° em relação ao talude.
- A direção das tensões principais não seja paralela ou perpendicular em relação ao talude.
- A geometria do talude não pode ser representada por uma análise bidimensional.

### **3.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7**

Com o objetivo de harmonizar as especificações técnicas de projeto de Engenharia Civil, a Comissão Europeia tomou, em meados da década de 1970, a decisão de criar os documentos que viriam, passadas quase duas décadas, a dar corpo aos Eurocódigos, os quais foram depois publicados como Normas Europeias (EN). Cada país ficou incumbido de complementar os Eurocódigos com o respetivo Anexo Nacional e de transpô-los para a sua própria normalização (Matos Fernandes, 2011).

Os Eurocódigos existentes incluem:

- NP EN 1990: Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas;
- NP EN 1992: Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão;
- NP EN 1993: Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço;
- NP EN 1994: Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão;
- NP EN 1995: Eurocódigo 5 – Projeto de estruturas de madeira;
- NP EN 1996: Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria;
- NP EN 1997: Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico;
- NP EN 1998: Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos;
- NP EN 1999: Eurocódigo 9 – Projeto de estruturas de alumínio.

Dado o âmbito da presente dissertação, passa a mencionar-se apenas o Eurocódigo 7. Este Eurocódigo é dedicado aos aspetos geotécnicos do projeto de obras de engenharia civil e estabelece os requisitos de resistência, estabilidade, aptidão para utilização e durabilidade de tais estruturas.

O dimensionamento segundo o Eurocódigo 7 é baseado no método do equilíbrio limite e na definição de estados limites. As análises realizadas no âmbito dos projetos de engenharia devem, por princípio, contemplar a análise da segurança relativa à rotura e a análise das deformações resultantes das condições de serviço às quais estão associados os Estados Limites Último e de Serviço, respetivamente (Maranha das Neves, 2004).

### 3.2.1.1. Estados limites últimos

Em uniformidade com os demais Eurocódigos, no Eurocódigo 7 são previstos cinco estados limites últimos:

- EQU: perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos;
- STR: rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais;
- GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno;
- UPL: perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento provocado por pressões de água ou por ações verticais;
- HYD: levantamento hidráulico, erosão interna e tubular no terreno provocados por gradientes hidráulicos.

Note-se que no estado limite tipo STR as propriedades da resistência dos materiais estruturais têm influência na capacidade resistente. Já no estado limite GEO são as propriedades de resistência do solo ou da rocha é que têm esse efeito.

Associados a cada tipo de estado limite último estão um conjunto de coeficientes de segurança parciais pelos quais devem ser multiplicados os valores representativos das ações e divididos os valores característicos dos parâmetros resistentes a considerar nos cálculos. Estes coeficientes são considerados para que sejam tidos em conta eventuais desvios desfavoráveis dos referidos valores.

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad (3.41)$$

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (3.42)$$

onde:

- $F_d$  – Valor de cálculo da ação;
- $F_{rep}$  – Valor representativo da ação;
- $\gamma_F$  – Coeficiente parcial de segurança para a ação;
- $X_d$  – Valor de cálculo da propriedade do material;
- $X_k$  – Valor característico da propriedade do material;
- $\gamma_M$  – Coeficiente de segurança parcial para o material.

Os coeficientes de segurança parciais são definidos pelo Eurocódigo 7 consoante os tipos de estados limite últimos. No caso dos estados limites tipo STR e GEO, são estabelecidas três Abordagens de Cálculo distintas (Abordagens 1, 2 e 3), sendo que cada uma diz respeito a um determinado conjunto de valores dos coeficientes de segurança parciais para a verificação dos estados limites últimos. Cada país transpõe para a sua normalização a Abordagem que considerou mais adequada, havendo mesmo, em alguns, a possibilidade de aplicar mais do que uma. No caso específico de Portugal, a Norma Portuguesa (NP) adotou a Abordagem de Cálculo 1.

### 3.2.1.2. Abordagem de Cálculo 1

A Abordagem de Cálculo 1 proposta pelo Eurocódigo 7, adotada em Portugal, contempla duas combinações cada uma apresentando um conjunto de coeficientes parciais de segurança quer para as ações, quer para as propriedades dos materiais. No Quadro 3.1 são apresentados estes coeficientes.

Quadro 3.1 – Coeficientes parciais de segurança de acordo com a Abordagem de Cálculo 1 (Matos Fernandes, 2011).

Combinação	Ações ( $\gamma_F$ )			Propriedades do material ( $\gamma_M$ )		
	Permanentes ( $\gamma_G$ )		Variáveis ( $\gamma_Q$ )	tg $\phi'$	c'	c <sub>u</sub>
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis			
1	1,35	1,00	1,50	1,00	1,00	1,00
2	1,00	1,00	1,30	1,25 <sub>1</sub>	1,25 <sub>1</sub>	1,40

<sup>1</sup> De acordo com o Anexo Nacional, nos problemas de estabilidade de taludes estes coeficientes tomam o valor de 1,50.

É previsto pelo Eurocódigo 7 que se proceda à verificação da segurança, aplicando, em separado, as duas combinações, o que se justifica pelo facto de cada uma destas poder ser crítica para aspetos diferentes dos cálculos. De resto, esta abordagem é a única contemplada no Eurocódigo, que envolve os dois cálculos separados para cada estado limite.

### 3.3. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

#### 3.3.1. RocTOPPLE

O programa *RocTopple* é um programa desenvolvido pela *Rocscience*, específico para análise a duas dimensões de taludes com blocos potencialmente instáveis por *toppling*. Apesar de existirem diferentes tipos de instabilidade por *toppling*, o programa apenas permite a análise de blocos retangulares assentes numa base em “escada”, tal como descrito por Goodman e Bray (1976). Como a grande parte dos taludes não encaixa exatamente neste tipo de modelo, pode existir algumas dificuldades em reproduzir exatamente situações reais. Apesar disso, o programa permite desenvolver análises importantes para compreender o comportamento de taludes sujeitos a este tipo de instabilidade.

Para além da análise determinística, que é apresentada com maior rigor mais à frente, o programa permite desenvolver análises probabilísticas e de sensibilidade. Na análise probabilística, é possível definir distribuições estatísticas para diferentes parâmetros geotécnicos, bem como o cálculo da probabilidade de rotura, com a possibilidade de expressar os resultados graficamente através de histogramas, gráficos de dispersão e *cumulative plots*. Uma forma bastante interessante de avaliar o comportamento de um talude em diferentes condições, quer geométricas, quer geológicas, é através de análises de sensibilidade ou paramétricas. Esta é uma das ferramentas que o programa disponibiliza, facultando ao utilizador a possibilidade de avaliar o comportamento do talude com a variação de parâmetros geotécnicos.

Nas análises desenvolvidas, é possível incorporar medidas de estabilização, como ancoragens, sobrecargas e presença de água. O programa faculta a possibilidade do utilizador desenvolver o cálculo segundo o Eurocódigo 7, através das abordagens 1, 2 e 3, que, no caso da combinação 1, é possível efetuar o cálculo pelas combinações 1 e 2. Esta ferramenta evita a necessidade de efetuar a aplicação dos respetivos coeficientes antes de os introduzir no programa, podendo ser introduzidos os valores reais, cabendo ao programa a determinação dos valores de cálculo segundo a abordagem e combinação definida.

### 3.3.1.1. Definição do modelo

A definição de um modelo neste programa é simples, apenas requer o conhecimento dos parâmetros geométricos do talude, o peso volúmico da rocha, as inclinações e características de resistência das descontinuidades. No caso das descontinuidades, é possível introduzir os parâmetros de resistência de acordo com o critério de Mohr-Coulomb ou segundo o critério de Barton-Bandis.

Na Figura 3.6 pode observar-se como é possível introduzir no programa os dados relativos à geometria e à resistência das descontinuidades. A representação gráfica 2D e 3D (Figura 3.7) com a diferenciação por cores dos diferentes comportamentos em cada bloco, permite ao utilizador observar a disposição dos blocos e a forma como o *toppling* e o deslizamento se desenvolvem.

O programa tem duas formas de gerar os blocos, uma através da geometria sugerida por Goodman e Bray (1976), que é descrita em detalhe em 3.3.1.1, e outra, designada de área equivalente. Nesta última forma de gerar a geometria dos blocos, é garantido que a área total dos blocos é igual à área do talude na forma triangular definida pela inclinação (sem blocos retangulares). Nos textos de apoio ao utilizador é feita a recomendação para a utilização do método da área equivalente, pois apresenta resultados mais consistentes em análises probabilísticas e em análises de sensibilidade onde sejam variados os parâmetros geométricos do talude.

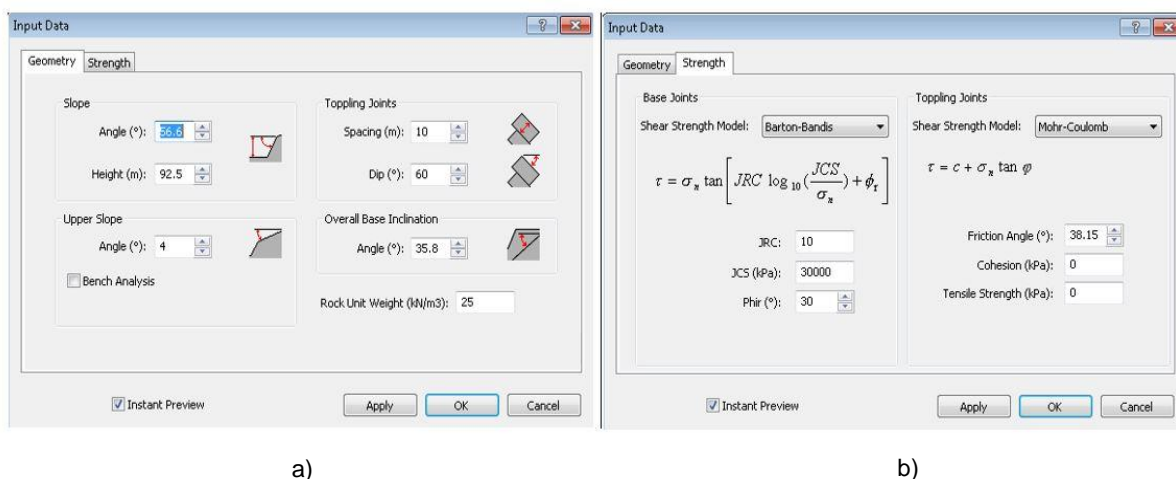


Figura 3.6 – Parâmetros de entrada: a) geometria do talude e b) parâmetros de resistência.

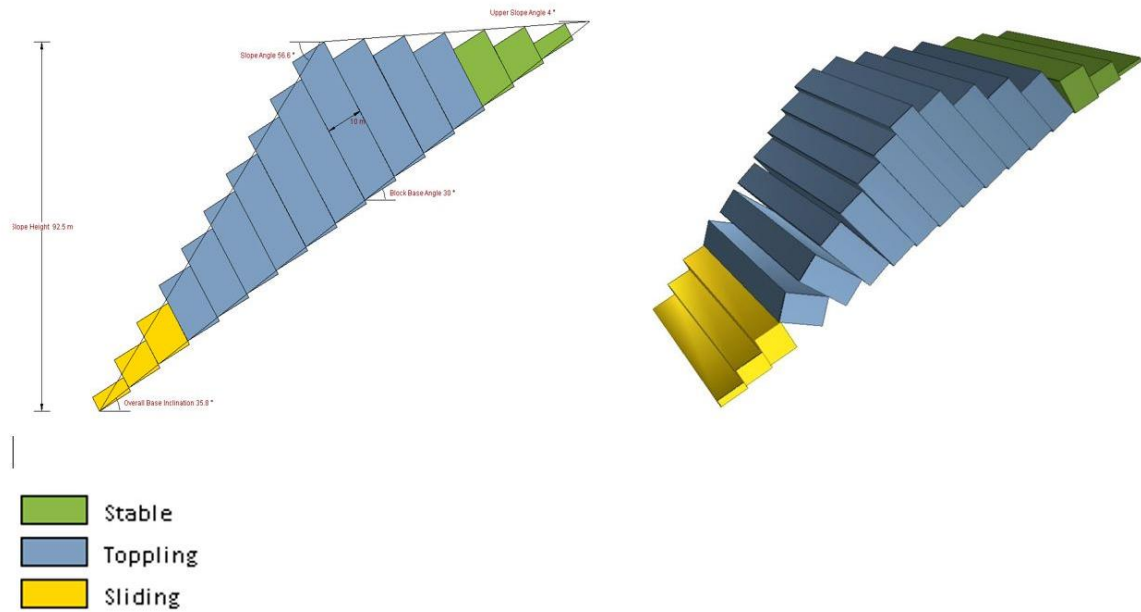


Figura 3.7 – Representação gráfica dos blocos no *RocTopple*.

### 3.3.1.2. Resultados

No cálculo das forças de equilíbrio, o *RocTopple* apresenta duas diferenças em relação à metodologia apresentado em 3.3.1.2. O conhecimento destas diferenças resulta do contacto com o apoio da Rocscience

A primeira diferença é que, ao contrário por Goodman (1976), no cálculo da força necessária para garantir a estabilidade ao deslizamento o cálculo inicia-se considerando que não existe fricção na lateral inferior do bloco, ou seja,  $Q_{n-1} = 0$ . Esta medida tem por objetivo não considerar um ação favorável numa das laterais do bloco de modo a determinar a força mínima que desencadeia o deslizamento, de modo a definir o primeiro bloco onde é necessário uma força de estabilização de uma forma mais conservativa. A partir do bloco onde já é necessário uma força para estabelecer o equilíbrio, o cálculo desenrola-se tal como sugerido por Goodman (1976). O resultado da derivação das equações de equilíbrio é o seguinte:

$$P_{n-1,s} = P_n(1 - \tan \phi_p^2) + W_n(\sin \psi_p - \tan \phi_p \cos \psi_p) \quad (3.43)$$

A equação (3.46) está escrita em termos de equilíbrio limite, em alternativa, a equação pode ser definida da seguinte forma:

$$P_{n-1,s} = P_n + W_n \sin \psi_p - (W_n \cos \psi_p + Q_n) \tan \phi_p / F \quad (3.44)$$

Onde F é o fator de segurança.

A segunda diferença é que o *RocTopple* considera esta força de deslizamento aplicada a uma de  $\frac{1}{3}$  da altura do bloco do pé do bloco, ao contrário da força do *toppling* que a considera no topo do bloco. Esta

diferença irá resultar numa força necessária para desencadear *toppling* inferior quando existirem blocos a deslizar a montante. Estas diferenças estão representadas na tabela que o programa disponibiliza, onde constam os valores das forças atuantes em cada bloco do talude.

Para determinar o fator de segurança, o *RocTopple* usa a redução da resistência ao corte, *shear strenght reduction (SSR)*, das descontinuidades. Esta redução é efetuada mediante a aplicação de um fator de redução da resistência, *strenght reduction factor (SRF)*. Nos blocos que sofrem *toppling*, a variação do *SRF* irá resultar numa variação da resistência da descontinuidade lateral do bloco, que por sua vez irá alterar o valor das forças calculadas para definir o equilíbrio de momentos de cada bloco. Para o equilíbrio de forças no caso do deslizamento, a variação do *SRF* reflete-se nessas forças pela redução da resistência das descontinuidades na base de cada bloco. Estas relações estão expressas nas seguintes fórmulas:

$$Q_{n-1} = \frac{\text{shear function of } P_{n-1}}{FS} \quad (3.45)$$

$$S_n = \frac{\text{shear function of } R_n}{FS} \quad (3.46)$$

O valor de *SRF* varia até que o equilíbrio no bloco do pé do talude seja estabelecido ( $P_0 = 0$ ), determinando assim o fator de segurança do conjunto de blocos. Para além do fator de segurança do conjunto de blocos, o *RocTopple* também define o fator de segurança em cada bloco, disponibilizando o menor destes valores.

### 3.3.2. FOLHA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

A folha de cálculo desenvolvida pelo autor é baseada na metodologia de cálculo determinística apresentada por Goodman (1976) e que tem por objetivo ser uma alternativa ao *RocTopple*, acrescentando funcionalidades que do ponto de vista prático sejam úteis na análise de taludes com instabilidade por *toppling*.

A utilização deste programa é simples, mas requer mais conhecimentos sobre o tema por parte do utilizador e, conseqüentemente, permite ao utilizador compreender melhor alguns conceitos do cálculo efetuado. Para desenvolver uma análise através deste programa, basta introduzir alguns dados sobre a geometria do talude, bem como as características de resistentes das descontinuidades. Os resultados bem como a representação gráfica são disponibilizados logo que introduzidos os dados, permitindo o acompanhamento das conseqüências das alterações que vão sendo feitas. Uma vista geral do programa é apresentada na Figura 3.8, onde é possível observar a existência de uma área reservada à introdução dos dados do talude, a representação gráfica dos blocos do talude e uma tabela onde constam os resultados do cálculo das forças de equilíbrio em cada bloco.

Muitos dos taludes reais não apresentam uma geometria tal como a sugerida por Goodman (1976). Uma das principais vantagens desta ferramenta é a possibilidade de o utilizador poder editar a geometria dos blocos, definindo a geometria de cada bloco individualmente, ao contrário do *RocTopple*, que não permite definir a geometria dos blocos de outra forma que não as duas metodologias que dispões. De modo a complementar esta funcionalidade, é disponibilizado ao utilizador as coordenadas dos pontos que definem os blocos, permitindo, assim, obter o desenho de todos os blocos no *AutoCAD* em breves segundos, e desta forma, exportar o modelo para programas de análise numérica como o  $RS^2$  ou  $RS^3$ .



As desvantagens da folha de cálculo, estão relacionadas com as funcionalidade que ainda não foram desenvolvidas, como a possibilidade de implementar ações externas, desenvolver análises probabilísticas e incorporar outros parâmetros associados aos diferentes critérios de rotura de descontinuidades.

Para aplicar o Eurocódigo 7 para efeitos de dimensionamento é necessário determinar os valores de cálculo antes de os introduzir no programa.

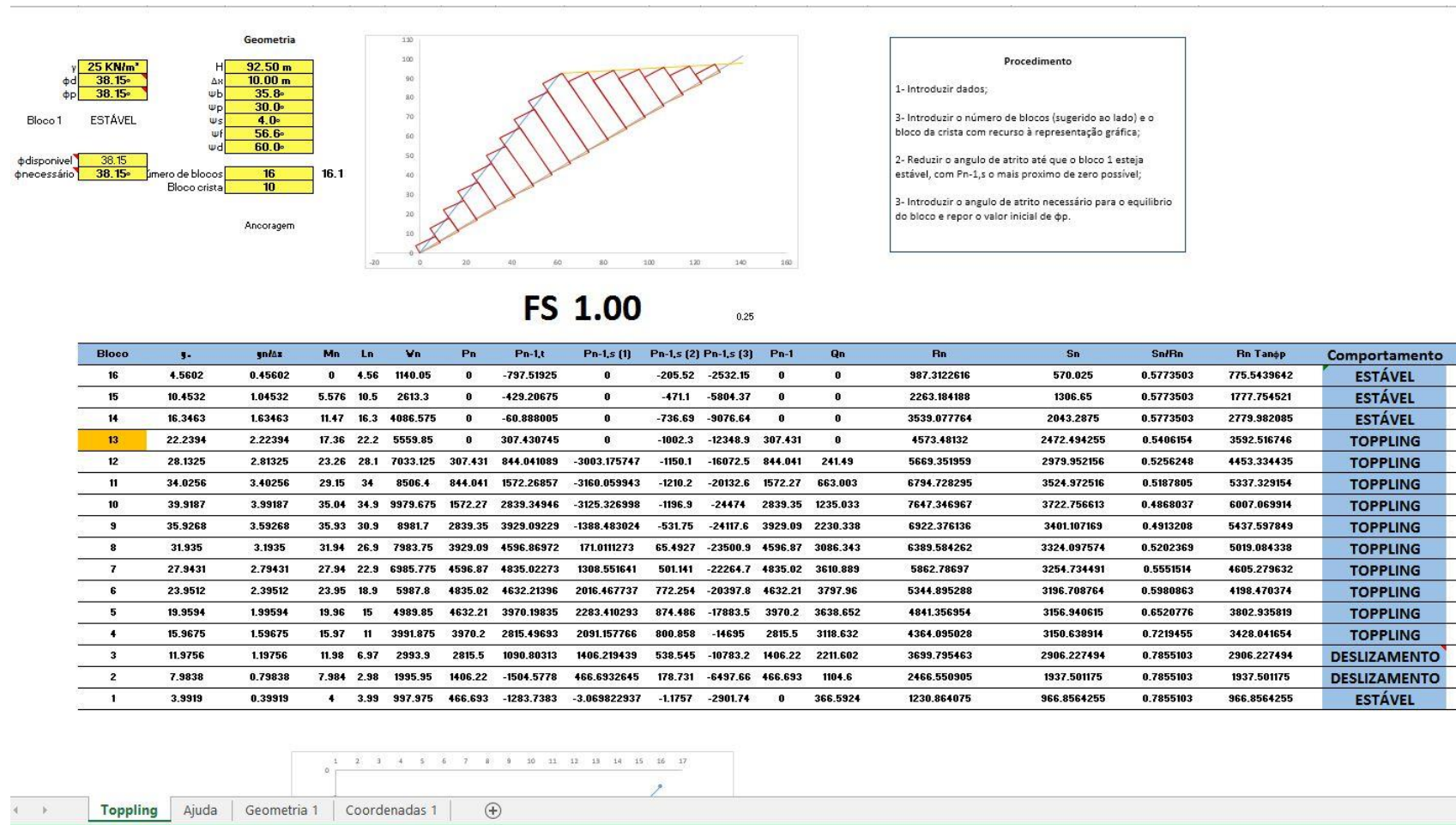


Figura 3.8 – Vista geral da folha de cálculo.

### 3.3.3. $RS^2$

O programa  $RS^2$  (*Rock and Soil 2-dimensional analysis program*), anteriormente conhecido como  $Phase^2$ , é um programa de análise bi-dimensional desenvolvido pela *Rocscience* com base no Método de Elementos Finitos, e que é aplicável a rochas e solos. Neste programa é possível desenvolver análises em diversos domínios da engenharia geotécnica como obras subterrâneas, estabilidade de taludes, estruturas de suporte, fundações, entre outros.

Uma das características mais importantes neste programa é a possibilidade de o utilizador obter mais informação para além do fator de segurança, ou obter informações acerca do momento em que ocorre a rotura. Com o  $RS^2$  é possível avaliar as características de deformabilidade do talude, elaborando, assim, um estudo mais profundo e obtendo dados relevantes para o conhecimento do comportamento dos modelos avaliados. Este programa permite desenvolver análises multi-fases, onde é possível avaliar o comportamento durante as diferentes fases do projeto, por exemplo, durante as diversas fases de escavação de um talude, ou as diferentes fases de aplicação de medidas de estabilização.

Ao contrário de outros programas, a aplicação do Eurocódigo 7 tem de ser feita de forma manual, calculando previamente os parâmetros de resistência de cálculo e as ações de cálculo e só depois introduzi-los no programa. A metodologia de cálculo e os coeficientes parciais são apresentados em 3.2.

#### 3.3.3.1. Definição do Modelo

Para definir o modelo, é necessário definir a geometria do talude, as condições fronteira, as características dos materiais, as características das discontinuidades e o tipo de malha. Na definição da geometria, é possível importar a já criada pelo *RocTopple*, ou por um desenho desenvolvido em *AutoCAD*, desenhar diretamente no  $RS^2$ . Se a opção for definir a geometria manualmente, as medidas recomendadas para a definição dos limites estão representadas na Figura 3.9.

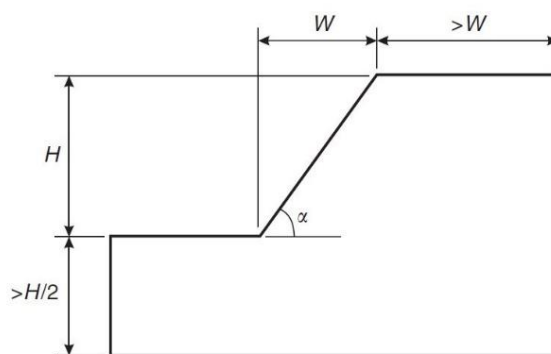


Figura 3.9 – Recomendação para os limites do modelo (Wyllie & Mah, 2005).

A definição dos blocos pelas descontinuidades pode ser feita de duas formas, explícita ou implícita. A primeira refere-se à introdução das descontinuidades através da importação ou introdução manual no programa; a segunda, diz respeito à introdução das descontinuidades, utilizando a ferramenta *Joint Network*. Esta permite introduzir as descontinuidades numa determinada região, bastando, para isso, introduzir a orientação, inclinação e espaçamento (Figura 3.10). Se for introduzida uma orientação da descontinuidade diferente de  $90^\circ$ , está a ser introduzido um valor que se refere à representação 3D, nesse

caso o programa determina uma representação 2D equivalente à representação 3D. Apesar de ser introduzido um parâmetro correspondente a uma representação 3D, o  $RS^2$  não desenvolve a análise 3D.

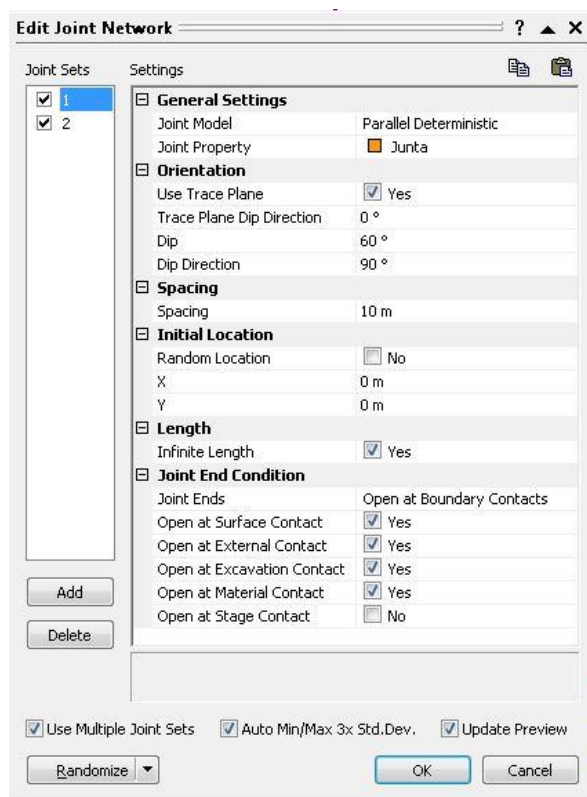


Figura 3.10 – Definição das descontinuidades utilizando a ferramenta *Joint Network*.

Definida a geometria, segue-se a definição das características dos materiais e das descontinuidades. O  $RS^2$  permite a introdução de parâmetros de resistência dos materiais segundo diversos critérios, entre eles o de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb. É possível também desenvolver o cálculo, considerando o material elástico, ou plástico. No caso das descontinuidades, estas podem ser definidas, entre outros, pelo critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb.

Para finalizar o modelo, basta proceder à definição do tipo de malha e a sua densidade. Os três tipos de malha estão representados na Figura 3.11.

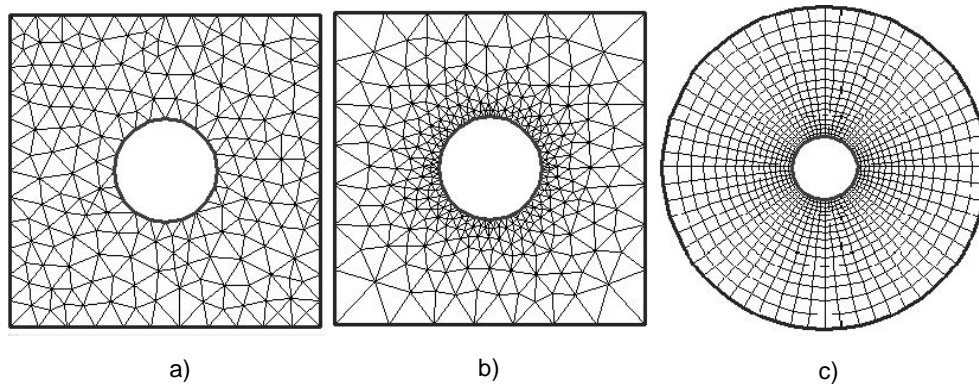


Figura 3.11 – Tipos de malha: a) *uniform*; b) *graded*; c) *radial*.

### 3.3.3.2. Resultados

O  $RS^2$  determina o fator de segurança dos taludes utilizando a redução da resistência ao corte ( $SSR$ , ou *shear strenght reduction*). Para implementar esta funcionalidade, é necessário selecionar a opção de determinar o *strenght reduction factor* ( $SRF$ ) para que seja determinado o  $SRF$  crítico, que é o valor que corresponde ao fator de segurança. A metodologia de cálculo deste valor é a seguinte:

- i. Redução dos parâmetros de resistência de um determinado fator  $SRF$  e é calculada a tensão nos elementos finitos;
- ii. Repete-se o ponto i. até que o talude se torne instável;
- iii. Assume-se o valor do fator  $SRF$  que torna o talude instável como sendo o  $SRF$  crítico, correspondente ao fator de segurança.

Esta funcionalidade só é aplicável a materiais definidos com os parâmetros de Hoek-Brown ou Mohr-Coulomb e também a juntas definidas por este último critério de rotura. O apresenta algumas limitações no que toca à utilização do  $SSR$ , este não é aplicável ao critério Barton-Bandis nas juntas e também na análise multi-fase a determinação do  $SRF$  só é feita para a ultima fase.

Nestes casos, pode utilizar-se uma análise multi-fase, onde reduzimos manualmente os parâmetros de resistência ao longo das fases. Após o cálculo, pode-se identificar o momento em que o talude entra em rotura analisando alguns valores que o programa disponibiliza nos resultados, como deslocamentos ou observando as zonas do talude em cedência.



# 4

## APLICAÇÃO DO CÁLCULO AUTOMÁTICO

### 4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A aplicação de ferramentas de cálculo automático assume um papel fundamental no dimensionamento e desenvolvimento dos conhecimentos sobre o comportamento de taludes, pelo que existe todo o interesse em explorar todas as capacidades dos programas utilizados para esse fim. Este tipo de estudos também é importante para compreender a utilidade de novas ferramentas ou acompanhar melhorias que possam ser introduzidas pelos programadores.

Para além disso, é sempre necessário ter uma visão crítica sobre os resultados obtidos com recurso a programas de cálculo automático. Com os estudos apresentados neste capítulo procura-se fornecer alguns dados que permitam aos utilizadores dos programas ter essa capacidade de perceber até que ponto os estes executam uma série de questões teóricas.

Neste capítulo são apresentados alguns estudos levados a cabo no âmbito da estabilidade taludes, em casos onde a instabilidade por *toppling* é admissível. Sobre este tema, existem alguns estudos que seguem a geometria utilizada no exemplo dado por Goodman & Bray (1976) quando apresentou a sua metodologia de cálculo. Para que seja possível estabelecer algumas comparações entre estudos efetuados por diferentes autores, nos modelos aqui presentes é adotada a geometria que Goodman & Bray (1976) utilizaram no seu exemplo. Os parâmetros que definem a geometria do talude estão presentes no Quadro 4.1. Os parâmetros de resistência das descontinuidades e dos materiais, como são o principal objeto de estudo, e dado que são adotados vários, são apresentados ao longo da discussão.

Quadro 4.1 – Geometria do talude.

Parâmetro	Valor atribuído
Altura do talude ( $H$ )	92.5 m
Espaçamento das descontinuidades ( $\Delta x$ )	10 m
Inclinação do plano de base ( $\psi_b$ )	35.8°
Inclinação da descontinuidade da base ( $\psi_p$ )	30°
Inclinação das descontinuidades laterais ( $\psi_d$ )	60°
Inclinação do topo do talude ( $\psi_s$ )	4°
Inclinação da face do talude ( $\psi_f$ )	56.6°

Nas análises desenvolvidas, são utilizados três modelos numéricos com geometrias diferentes que são usados para obter informações distintas, de acordo com o que se pretende avaliar. Os três modelos podem ser observados na Figura 4.1, Figura 4.2 e Figura 4.3. O modelo 1 apresenta uma geometria tal como descrita por Goodman & Bray (1976), que é importada do *RocTopple* ou da folha de cálculo. O modelo 2 apresenta apenas uma família de descontinuidades, representando a geometria associada ao *flexural toppling*. No modelo 3, os blocos não são representados com a descontinuidade da base dos blocos em “escada” como no modelo 1, passando a apresentar duas famílias de descontinuidades tendo-se por objetivos uma aproximação da realidade e a facilitação de alguns cálculos. No modelo 1 as descontinuidades são definidas de forma explícita e nos modelos 2 e 3 de forma implícita.

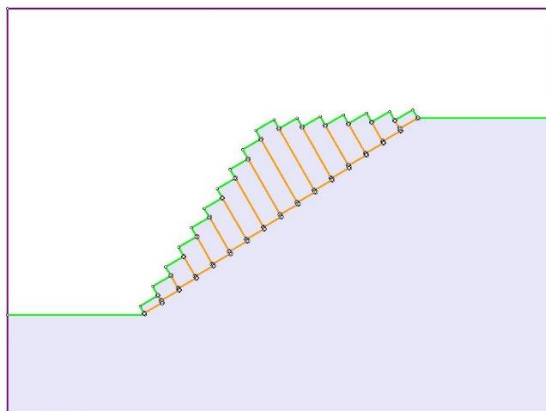


Figura 4.1 – Modelo 1.



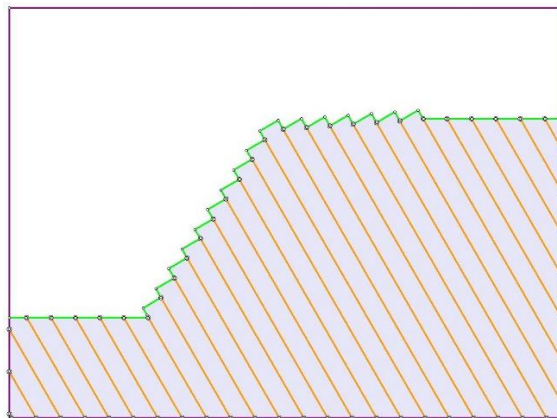


Figura 4.2 – Modelo 2.



Figura 4.3 – Modelo 3.

#### **4.2. INFLUÊNCIA DA MALHA NOS RESULTADOS**

Um dos aspetos que é necessário ter alguma atenção ao utilizar os métodos numéricos para desenvolver análises de estabilidade, principalmente para o dimensionamento de taludes, é a definição do tipo de malha e a sua densidade. Antes de utilizar qualquer resultado deve ser verificada a influência da densidade da malha nos resultados de modo a obter o grau de aproximação aceitável para o projeto.

A influência da malha nos resultados foi verificada nos três modelos utilizados, assim como a influência do critério de rotura utilizado no material na convergência da solução. Também desenvolveu-se uma análise da influência do critério de rotura do material no modelo 2, de modo a verificar a sua influência na convergência do resultado. Os resultados desta análise estão representados na Figura 4.4

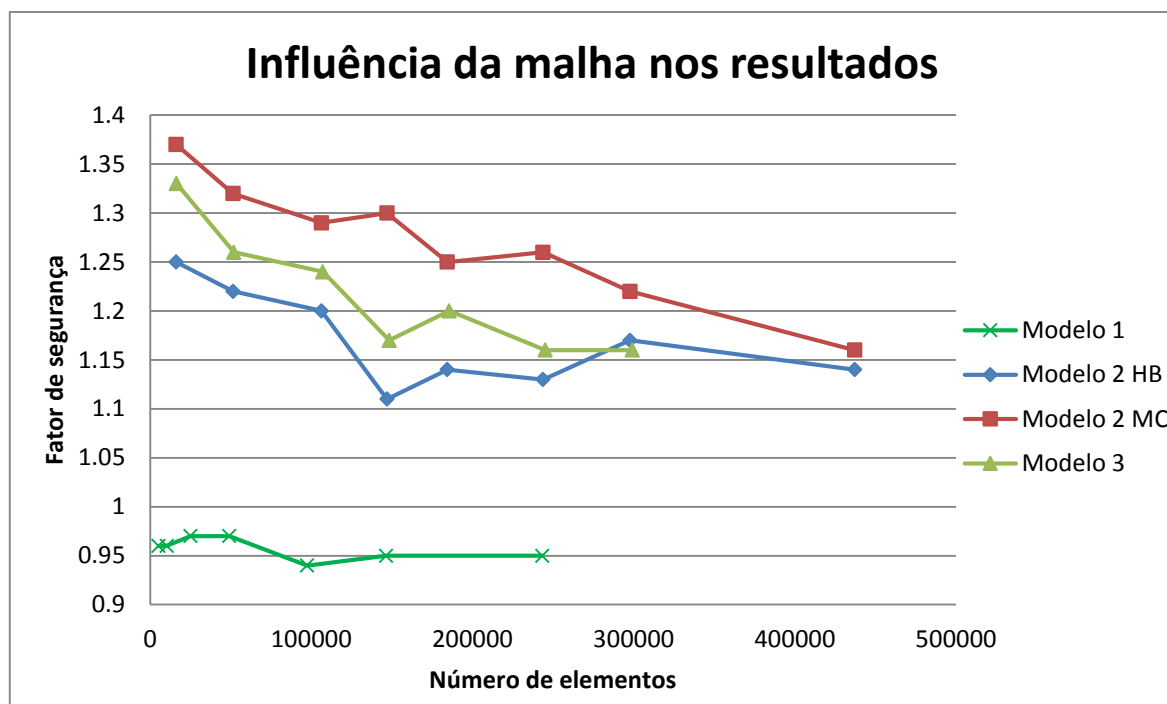


Figura 4.4 – Gráfico que relaciona o fator de segurança com o número de elementos em cada modelo.

Ao observar os resultados, pode verificar-se que a diferença entre os fatores de segurança correspondentes a uma malha pouco densa e a uma malha muito densa pode ser bastante significativa, concluindo-se que a definição de uma malha adequada conduz a resultados bem mais fiáveis. Como é possível verificar, à medida que aumenta a densidade da malha o fator de segurança tende a convergir, tal como esperado. No caso do modelo 2, verificou-se que as oscilações podem não ocorrer da mesma forma utilizando o critério de Hoek-Brown e o critério de Mohr-Coulomb.

Num exemplo de como a aplicação dos coeficientes parciais de segurança sugeridos pelo Eurocódigo 7 podem ser inconsequentes devido à má definição da malha, aplicou-se a combinação 2 da abordagem de cálculo 1 ao Modelo 2, com o critério de Mohr-Coulomb a definir o material e as juntas. Os resultados presentes no Quadro 4.2 são claros quanto à importância de uma boa definição da malha. Verifica-se que a aplicação dos coeficientes parciais de segurança podem não ser suficientes para colmatar falhas na definição da malha.

Quadro 4.2 – Diferença entre uma malha com diferentes densidades com a aplicação do Eurocódigo 7.

Número de elementos da malha	FS s/EC7	FS c/EC7
16222	1.32	1.09
297742	1.22	0.98

Neste caso, o mais importante é compreender a partir de que ponto se pode considerar o aumento da densidade insignificante. Este ponto depende do tipo de modelo, sendo que se verifica diferenças entre os três modelos em estudo. No modelo 1, as variações são muito pequenas, pode-se considerar que uma malha simples conduz a resultados fiáveis. Para o modelo 2, a malha assume uma grande importância, sendo possível verificar uma variação acentuada entre o fator de segurança de uma malha pouco densa e de uma malha muito densa, que pode originar dimensionamentos mal executados em caso de má definição da densidade. No caso do modelo 3, o comportamento é semelhante ao modelo 2 mas a convergência surge mais cedo.

Após esta análise, utilizou-se uma malha com aproximadamente 50000 elementos no modelo 1, 300000 no modelo 2 e 250000 no modelo 3. Estes valores foram adotados por se considerar que as variações registadas em malhas mais densas não são significativas.

#### 4.3. CÁLCULO ANALÍTICO VS CÁLCULO NUMÉRICO

Tendo em conta os diferentes processos de cálculo, procura-se estabelecer relações entre ambos, de modo a obter conclusões úteis para a utilização destes métodos de análise. Para além das diferenças no cálculo, os programas de cálculo automático que aplicam estes tipos de análise apresentam algumas especificações, pelo que a sua exploração permite obter algumas correlações entre ambos os processos. A capacidade do utilizador explorar e prever o tipo de resultado em cada um destes processos de cálculo permite uma melhor definição do tipo de análise a utilizar em cada tipo de problema.

Neste estudo utilizou-se o *RocTopple*, a Folha de Cálculo e o  $RS^2$ . Para além da avaliação dos dois tipos de cálculo através destes programas, procura-se obter alguma informação sobre eventuais diferenças entre a folha de cálculo e o *RocTopple*.

O talude utilizado corresponde ao descrito em 4 e o modelo numérico utilizado no  $RS^2$  é o modelo 1. Para as descontinuidades, é utilizado o critério de Mohr-Coulomb e para o material é utilizado o critério de Hoek-Brown. Para definir os parâmetros de resistência de Hoek-Brown, utiliza-se o programa *RocLab* (ver Figura 4.14), sendo que os parâmetros de entrada correspondem a um calcário, de acordo com as tabelas disponibilizadas nos anexos. No Quadro 4.3 estão representados todos estes valores.

Quadro 4.3 – Parâmetros utilizados para definir as descontinuidades e a rocha.

Parâmetro	Valor atribuído
Ângulo de atrito da descontinuidade entre os blocos ( $\phi_d$ )	38.15°
Ângulo de atrito da descontinuidade na base dos blocos ( $\phi_p$ )	38.15°
Resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ) [MPa]	75
$GS_i$	50
$m_i$	9
D	0.7
Peso volúmico $\gamma$ [MN/m <sup>3</sup> ]	0.027
$E_i$ [MPa]	12000

#### 4.3.1. VALIDAÇÃO DO EXEMPLO DADO POR GOODMAN & BRAY (1976)

Para além dos parâmetros relativos à rocha utilizados no modelo numérico, todos os outros parâmetros são os mesmos que Goodman & Bray (1976) utilizaram no exemplo apresentado para descrever o seu procedimento. Com este cálculo procura-se validar esta metodologia de cálculo, presente nos programas de cálculo analítico, com recurso a um modelo numérico nas mesmas condições.

Os resultados obtidos aplicando os programas de cálculo automático estão presentes no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Resultados obtidos em cada programa.

Programa de cálculo automático	Fator de segurança
<i>RocTopple</i>	1
Folha de Cálculo	1
$RS^2$	0.97

Os resultados demonstram que em taludes suscetíveis de sofrer *toppling* e que apresentem descontinuidades definidas pelo ângulo de atrito, as análises através dos cálculos analítico e numérico conduzem a fatores de segurança semelhantes. Se o objetivo da análise for o dimensionamento, onde pode ser incluído o Eurocódigo 7 em ambos os casos, pode-se desenvolver o dimensionamento com recurso a qualquer um destes programas de cálculo automático.

Apesar de o fator de segurança ser o mesmo em ambos os processos de cálculo, o comportamento dos blocos não é igual. Segundo o cálculo analítico (Figura 4.5 e Figura 4.6) os três primeiros blocos do topo apresentam-se estáveis, o que não se verifica no cálculo numérico (Figura 4.7), onde o bloco 14 apresenta uma clara rotação. Também no pé do talude surgem algumas diferenças. No cálculo analítico o bloco 3 desliza, enquanto no cálculo numérico esse mesmo bloco sofre *toppling*, pois, como é possível observar na figura, o deslocamento desse bloco é superior no seu topo. Nos resultados da folha de cálculo, o bloco 1 está estável, tal como esperado, pois o fator de segurança é igual a 1.

Bloco	Comportamento
16	ESTÁVEL
15	ESTÁVEL
14	ESTÁVEL
13	TOPPLING
12	TOPPLING
11	TOPPLING
10	TOPPLING
9	TOPPLING
8	TOPPLING
7	TOPPLING
6	TOPPLING
5	TOPPLING
4	TOPPLING
3	DESLIZAMENTO
2	DESLIZAMENTO
1	ESTÁVEL

Figura 4.5 – Comportamento dos blocos segundo obtido através da Folha de Cálculo.

Index	Mode
16	Stable
15	Stable
14	Stable
13	Toppling
12	Toppling
11	Toppling
10	Toppling
9	Toppling
8	Toppling
7	Toppling
6	Toppling
5	Toppling
4	Toppling
3	Sliding
2	Sliding
1	Sliding

Figura 4.6 – Comportamento dos blocos obtido no *RocTopple*.

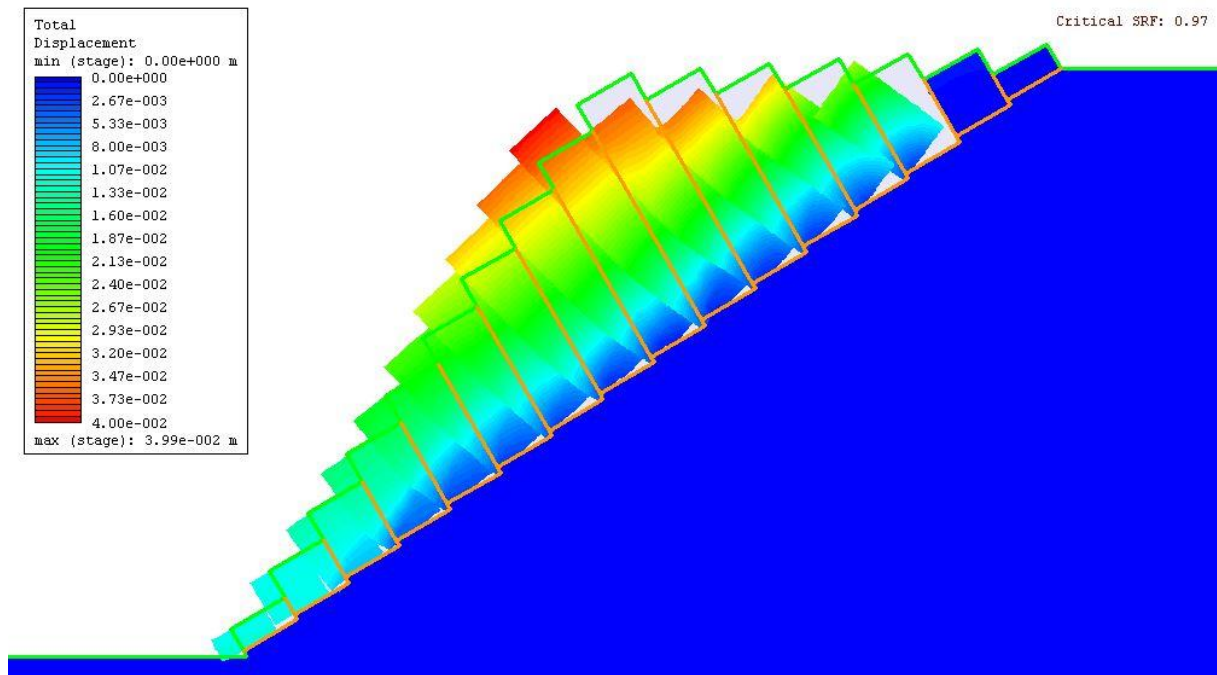


Figura 4.7 – Deslocamento dos blocos segundo o modelo numérico.

Este tipo de geometria, com a base dos blocos a surgir em “escada” não representa com muito rigor a forma como as discontinuidades se apresentam nos taludes. De modo a obter uma maior aproximação à forma como as discontinuidades surgem nos taludes, definiu-se um talude com as discontinuidades representadas de forma implícita em toda a sua área (modelo 3). Aplicou-se o mesmo ângulo de atrito do exemplo anterior a este modelo e o fator de segurança, bem como o seu comportamento, surgem na Figura 4.8. Como pode observar-se, o resultado é semelhante ao obtido pelos métodos anteriormente apresentados, tanto no fator de segurança, como no comportamento que, apesar de apresentar diferenças, estas são compreensíveis devido às diferenças na geometria dos blocos.

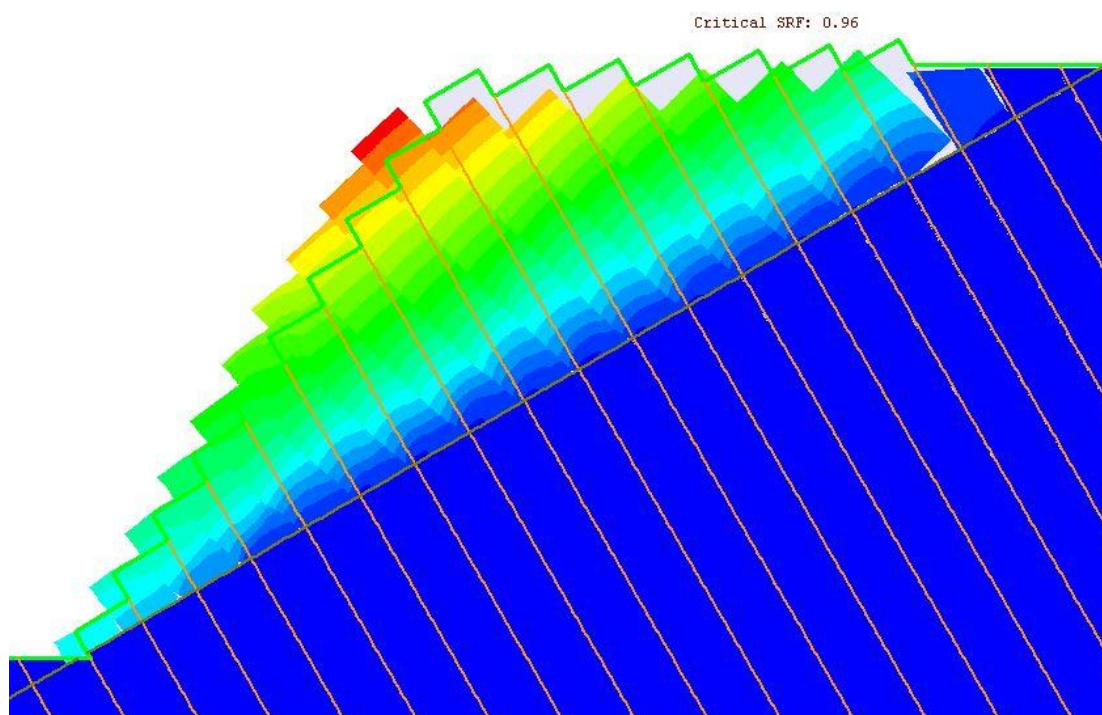


Figura 4.8 – Resultado do cálculo numérico utilizando descontinuidades implícitas.

#### 4.3.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA

No caso anterior verifica-se uma diferença de comportamento dos blocos entre os diferentes métodos de análise. Essa diferença não se repercute no fator de segurança mas, para perceber melhor até que ponto algumas destas podem originar resultados diferentes calculou-se o fator de segurança para diferentes características de resistência. No Quadro 4.5 são apresentados os resultados obtidos em cada programa de cálculo automático para vários ângulos de atrito nas paredes e na base dos blocos.

Quadro 4.5 – Fator de segurança nos diferentes programas, para diferentes resistências das descontinuidades.

$\phi_d/\phi_p$	Folha de Cálculo	<i>RocTopple</i>	<i>RS</i> <sup>2</sup>
38.15° / 35°	0.89	0.94	0.88
35° / 35°	0.79	0.89	0.85
20° / 20°	0.41	0.46	0.45

Verifica-se a tendência de o fator de segurança apresentar um valor próximo nos diferentes programas de cálculo, apesar de surgirem algumas oscilações que não se verificam no exemplo apresentado em 4.3.1. No modelo onde o ângulo de atrito é definido de igual forma na base e nas paredes, com o valor de 35°, a diferença atinge os 0.06 entre a Folha de Cálculo e o modelo numérico calculado pelo *RS*<sup>2</sup>. Uma diferença desta grandeza não tem grande impacto no dimensionamento uma vez que, para além do valor ser insignificante, os coeficientes parciais de segurança sugeridos pelo Eurocódigo 7

aniquilam qualquer consequência ao nível da segurança. Para além disso, o fator de segurança na folha de cálculo é sempre inferior aos obtidos nos outros dois programas, não se verificando uma sobrestimação do fator de segurança.

No que ao comportamento diz respeito, existem diferenças significativas que interessam discutir. Entre o *RocTopple* e o  $RS^2$ , tal como no cálculo apresentado em 4.3.1, dos três blocos do topo do talude apenas os dois primeiros se apresentam estáveis no modelo numérico. As maiores diferenças surgem entre a Folha de Cálculo e o *RocTopple* e devem-se às diferenças no cálculo da força necessária para estabelecer o equilíbrio em relação ao deslizamento ( $P_{n-1}$ ). A análise dos resultados desta força é discutida em detalhe a seguir.

#### 4.3.3. CÁLCULO DA FORÇA $P_{n-1}$

Nos cálculos efetuados anteriormente verificou-se que ocorrem distintos comportamentos devido aos diferentes métodos de cálculo desta força. São aqui apresentados os resultados obtidos segundo as equações (3.26), (3.43) e (3.44). A primeira, sugerida por Goodman & Bray (1976), é utilizada na Folha de Cálculo e a segunda e a terceira, sugeridas pela *Rocscience*, são utilizadas pelo programa *RocTopple*.

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\cos \psi_p \tan \phi_p - \sin \psi_p)}{(1 - \tan \phi_p \tan \phi_d)} \quad (3.26)$$

$$P_{n-1,s} = P_n(1 - \tan \phi_p^2) + W_n(\sin \psi_p - \tan \phi_p \cos \psi_p) \quad (3.43)$$

$$P_{n-1,s} = P_n + W_n \sin \psi_p - (W_n \cos \psi_p + Q_n) \tan \phi_p / F \quad (3.44)$$

No exemplo utilizado por Goodman & Bray (1976), analisado em 4.3.1, os resultados obtidos para esta força na Folha de Cálculo estão representados na Figura 4.9. Os valores  $P_{n-1,s}(1)$ ,  $P_{n-1,s}(2)$  e  $P_{n-1,s}(3)$  foram obtidos, respetivamente, pelas equações (3.26), (3.43) e (3.44). O valor desta força em cada bloco, segundo o *RocTopple*, é apresentado na Figura 4.10. Para facilitar a comparação de resultados, os obtidos na Folha de Cálculo (Figura 4.9), que são iguais aos obtidos no *RocTopple*, estão assinalados a amarelo.



Bloco	y <sub>a</sub>	y <sub>n</sub> Δx	M <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	W <sub>n</sub>	P <sub>n</sub>	P <sub>n-1,t</sub>	P <sub>n-1,s</sub> (1)	P <sub>n-1,s</sub> (2)	P <sub>n-1,s</sub> (3)	P <sub>n-1</sub>
16	4.5602	0.45602	0	4.56	1140.05	0	-797.51925	0	-205.52	-205.519	0
15	10.4532	1.04532	5.576	10.5	2613.3	0	-429.20675	0	-471.1	-471.105	0
14	16.3463	1.63463	11.47	16.3	4086.575	0	-60.888005	0	-736.69	-736.695	0
13	22.2394	2.22394	17.36	22.2	5559.85	0	307.430745	0	-1002.3	-1002.28	307.431
12	28.1325	2.81325	23.26	28.1	7033.125	307.4307	844.041089	-3003.175747	-1150.1	-1150.14	844.041
11	34.0256	3.40256	29.15	34	8506.4	844.0411	1572.26857	-3160.059943	-1210.2	-1210.22	1572.27
10	39.9187	3.99187	35.04	34.9	9979.675	1572.269	2839.34946	-3125.326998	-1196.9	-1196.92	2839.35
9	35.9268	3.59268	35.93	30.9	8981.7	2839.349	3929.09229	-1388.483024	-531.75	-531.752	3929.09
8	31.935	3.1935	31.94	26.9	7983.75	3929.092	4596.86972	171.0111273	65.4927	65.49274	4596.87
7	27.9431	2.79431	27.94	22.9	6985.775	4596.87	4835.02273	1308.551641	501.141	501.1407	4835.02
6	23.9512	2.39512	23.95	18.9	5987.8	4835.023	4632.21396	2016.467737	772.254	772.2538	4632.21
5	19.9594	1.99594	19.96	15	4989.85	4632.214	3970.19835	2283.410293	874.486	874.4857	3970.2
4	15.9675	1.59675	15.97	11	3991.875	3970.198	2815.49693	2091.157766	800.858	800.8581	2815.5
3	11.9756	1.19756	11.98	6.97	2993.9	2815.497	1090.80313	1406.219439	538.545	538.5448	1406.22
2	7.9838	0.79838	7.984	2.98	1995.95	1406.219	-1504.5778	466.6932645	178.731	178.7312	466.693
1	3.9919	0.39919	4	3.99	997.975	466.6933	-1283.7383	-3.069822937	-1.1757	-1.17566	0

Figura 4.9 – Cálculo da força  $P_{n-1,s}$  segundo as diferentes propostas na Folha de Cálculo para  $\phi_d = \phi_p = 38.15^\circ$ .

Index	Height (m)	Weight (kN)	Type	Base Tension	P <sub>n,t</sub> (kN)	P <sub>n,s</sub> (kN)	P <sub>n</sub> (kN)
16	4.560	1140.027	Group	No	0.000	0.000	0.000
15	10.453	2613.299	Group	No	0.000	0.000	0.000
14	16.346	4086.571	Group	No	0.000	0.000	0.000
13	22.239	5559.843	Group	No	0.000	0.000	0.000
12	28.132	7033.116	Group	No	307.429	-1001.860	307.429
11	34.026	8506.388	Group	No	844.047	-1149.558	844.047
10	39.919	9979.660	Group	No	1572.290	-1209.451	1572.290
9	35.927	8981.694	Group	No	2839.402	-1195.930	2839.402
8	31.935	7983.728	Group	No	3929.222	-530.655	3929.222
7	27.943	6985.762	Group	No	4597.112	174.092	4597.112
6	23.951	5987.796	Group	No	4835.412	1311.372	4835.412
5	19.959	4989.830	Group	No	4632.774	2019.064	4632.774
4	15.967	3991.864	Group	No	3970.920	2285.817	3970.920
3	11.976	2993.898	Group	No	2816.348	2093.354	2816.348
2	7.984	1995.932	Group	No	1091.663	1408.174	1408.174
1	3.992	997.966	Toe	No	-2912.333	469.391	469.391

Figura 4.10 – Cálculo da força  $P_{n-1,s}$  através do *RocTopple* para  $\phi_d = \phi_p = 38.15^\circ$ .

As diferenças mais significativas foram observadas quando se fez o estudo para diferentes resistências das descontinuidades. Nesse estudo os resultados não foram os esperados. Exemplo disso é o cálculo analítico desenvolvido para as descontinuidades com ângulo de atrito de  $20^\circ$ . Os resultados neste caso estão presentes na Figura 4.11 e na Figura 4.12.

Bloco	y <sub>a</sub>	y <sub>n</sub> /x <sub>n</sub>	M <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	W <sub>n</sub>	P <sub>n</sub>	P <sub>n-1,t</sub>	P <sub>n-1,s</sub> (1)	P <sub>n-1,s</sub> (2)	P <sub>n-1,s</sub> (3)	P <sub>n-1</sub>
16	4.5602	0.45602	0	4.56	1140.05	0	-797.51925	0	210.673	-867.384	0
15	10.4532	1.04532	5.576	10.5	2613.3	0	-429.20675	0	482.918	-1988.28	0
14	16.3463	1.63463	11.47	16.3	4086.575	0	-60.888005	0	755.169	-3109.19	0
13	22.2394	2.22394	17.36	22.2	5559.85	0	307.430745	0	1027.42	-4230.1	307.431
12	28.1325	2.81325	23.26	28.1	7033.125	307.4307	890.106807	1805.563903	1566.37	-5206.49	1805.56
11	34.0256	3.40256	29.15	34	8506.4	1805.564	2397.67856	3617.520876	3138.29	-5623.12	3617.52
10	39.9187	3.99187	35.04	34.9	9979.675	3617.521	4868.85116	5743.301666	4982.46	-5892.23	5743.3
9	35.9268	3.59268	35.93	30.9	8981.7	5743.302	7348.62399	7656.502779	6642.21	-4133.6	7656.5
8	31.935	3.1935	31.94	26.9	7983.75	7656.503	9128.71787	9357.129541	8117.55	-2474.93	9357.13
7	27.9431	2.79431	27.94	22.9	6985.775	9357.13	10724.0653	10845.17663	9408.47	-916.175	10845.2
6	23.9512	2.39512	23.95	18.9	5987.8	10845.18	12152.2622	12120.64404	10515	542.6494	12152.3
5	19.9594	1.99594	19.96	15	4989.85	12152.26	13484.2068	13215.15524	11464.5	1916.384	13484.2
4	15.9675	1.59675	15.97	11	3991.875	13484.21	15043.9615	14334.52019	12435.6	3301.824	15044
3	11.9756	1.19756	11.98	6.97	2993.9	15043.96	17423.1333	15681.69518	13604.3	4794.358	17423.1
2	7.9838	0.79838	7.984	2.98	1995.95	17423.13	23865.6314	17848.2927	15483.9	6672.083	23865.6
1	3.9919	0.39919	4	3.99	997.975	23865.63	1321.00671	24078.21106	20888.5	10460.01	24078.2

Figura 4.11 – Cálculo da força  $P_{n-1,s}$  segundo as diferentes propostas na Folha de Cálculo para  $\phi_d = \phi_p = 20^\circ$ .

Index	Height (m)	Weight (kN)	Type	Base Tension	P <sub>n,t</sub> (kN)	P <sub>n,s</sub> (kN)	P <sub>n</sub> (kN)
16	4.560	1140.027	Group	No	0.000	0.000	0.000
15	10.453	2613.299	Group	No	0.000	0.000	0.000
14	16.346	4086.571	Group	No	0.000	0.000	0.000
13	22.239	5559.843	Group	No	0.000	0.000	0.000
12	28.132	7033.116	Group	No	307.429	-1001.860	307.429
11	34.026	8506.388	Group	No	844.047	-1149.558	844.047
10	39.919	9979.660	Group	No	1572.290	-1209.451	1572.290
9	35.927	8981.694	Group	No	2839.402	-1195.930	2839.402
8	31.935	7983.728	Group	No	3929.222	-530.655	3929.222
7	27.943	6985.762	Group	No	4597.112	174.092	4597.112
6	23.951	5987.796	Group	No	4835.412	1311.372	4835.412
5	19.959	4989.830	Group	No	4632.774	2019.064	4632.774
4	15.967	3991.864	Group	No	3970.920	2285.817	3970.920
3	11.976	2993.898	Group	No	2816.348	2093.354	2816.348
2	7.984	1995.932	Group	No	1091.663	1408.174	1408.174
1	3.992	997.966	Toe	No	-2912.333	469.391	469.391

Figura 4.12 – Cálculo da força  $P_{n-1,s}$  através do *RocTopple* para  $\phi_d = \phi_p = 20^\circ$ .

Pela análise dos resultados, pode verificar-se que nas três formas de determinar a força  $P_{n-1,s}$  utilizadas na Folha de Cálculo, nenhuma delas conduz ao mesmo resultado do *RocTopple*. Parece claro que a equação (3.26) só é válida quando existe mesmo a necessidade de aplicar uma força  $P_{n-1,s}$  para estabelecer o equilíbrio, não sendo válida para valores negativos. Veja-se o comportamento dos blocos segundo o cálculo numérico na Figura 4.13, em que os blocos 8 e 9, por exemplo, estão em rotação e segundo o cálculo analítico através da Folha de Cálculo (Figura 4.11) estes mesmos blocos não estão em rotação, pois  $P_{n-1,s} > P_{n-1,t}$ . Outro indicador para esta conclusão é o facto da *Rocscience* ter

desenvolvido uma nova equação para o cálculo de  $P_{n-1,s}$  quando este valor não assume valores positivos, obtendo valores que resultam num comportamento dos blocos semelhante ao obtido através do cálculo numérico. Tendo em conta que os resultados obtidos através da Folha de Cálculo para as equações disponibilizadas pela *Rocscience* não conduziram a resultados satisfatórios neste exemplo, deve continuar-se a reportar o caso ao programador de modo a melhorar a aplicação da metodologia.

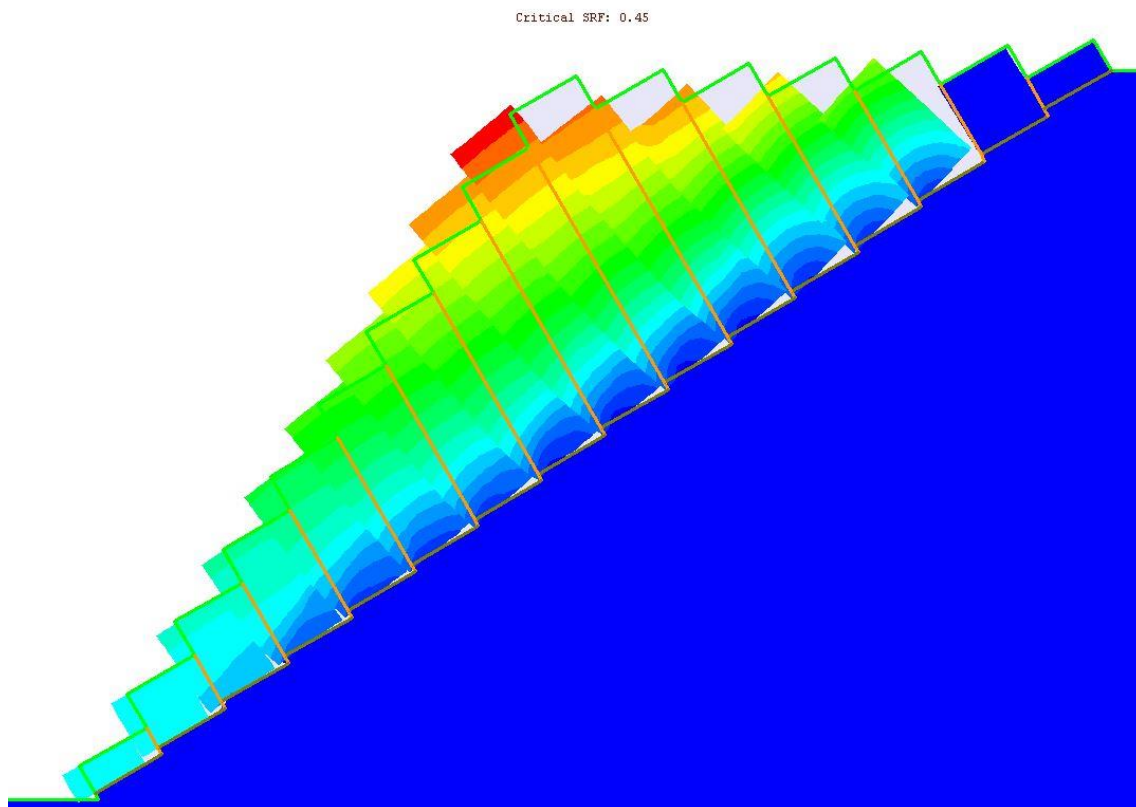


Figura 4.13 – Comportamento dos blocos, segundo a análise numérica para  $\phi_d = \phi_p = 20^\circ$ .

#### 4.4. CORRELAÇÃO ENTRE DIFERENTES CRITÉRIOS DE ROTURA

A aplicação de ferramentas de cálculo automático por vezes impede o utilizador de reproduzir modelos mais próximos da realidade nos programas. Uma das limitações identificadas é a impossibilidade de em alguns casos se poder aplicar os critérios de rotura mais adequados, pois alguns desses programas estão melhor desenvolvidos para a aplicação de determinados critérios.

Nos programas de cálculo automático em estudo verifica-se que para a avaliação da instabilidade por *toppling* no *RocTopple*, para o tipo de cálculo a que este se propõe, é possível aplicar o critério de Barton-Bandis para obter o fator de segurança. Ao contrário deste, o  $RS^2$  não permite a determinação do fator de segurança diretamente para descontinuidades definidas pelo critério de Barton-Bandis. Pretende-se compreender a aplicabilidade das correlações conhecidas, recorrendo ao cálculo automático e analítico.

A análise de estabilidade de blocos tem como principal foco as descontinuidades mas neste estudo tem-se também o objetivo de avaliar a correlação entre critérios de rotura em rochas, ao mesmo tempo que se observa as deformações num modelo associado ao *flexural toppling*. Com este modelo tem-se ainda

o propósito de avaliar a metodologia apresentada por Goodman (1976) para a definição da geometria de blocos.

Outra das limitações identificadas é a impossibilidade de efetuar a análise de estabilidade segundo o Eurocódigo 7 utilizando critérios de rotura que não o de Mohr-Coulomb, pois os coeficientes parciais de segurança presentes no mesmo são aplicáveis aos parâmetros deste critério (ver 3.2.1.2). As duas correlações a seguir apresentadas são importantes para compreender se é viável a aplicação do Eurocódigo 7 em parâmetros obtidos a partir de critérios não lineares.

#### 4.4.1. CRITÉRIOS DE ROTURA DA ROCHA

Como referido em 2.4.3, o critério que melhor define o comportamento das rochas é o critério de Hoek-Brown mas, devido à simplicidade do critério de Mohr-Coulomb, este poderá ser objeto de maior atenção por parte dos programadores, resultando daí vantagens na utilização deste critério para o desenvolvimento da análise de estabilidade. Em situações onde exista a vantagem de utilizar um ou outro critério mas em que os dados disponíveis correspondam a outro critério, pode obter-se os parâmetros do critério desejado com base no que é apresentado em 2.5.3.3. Apesar desta descrição estar feita no sentido de obter os parâmetros de Mohr-Coulomb a partir de Hoek-Brown, o inverso também é possível.

Para a transformação dos parâmetros utiliza-se o programa *RocLab*, desenvolvido pela *Rocscience*, que é de utilização muito simples e permite obter os parâmetros desejados muito rapidamente. Para além deste programa, pode ser utilizado o programa *RocData*, que é mais atual.

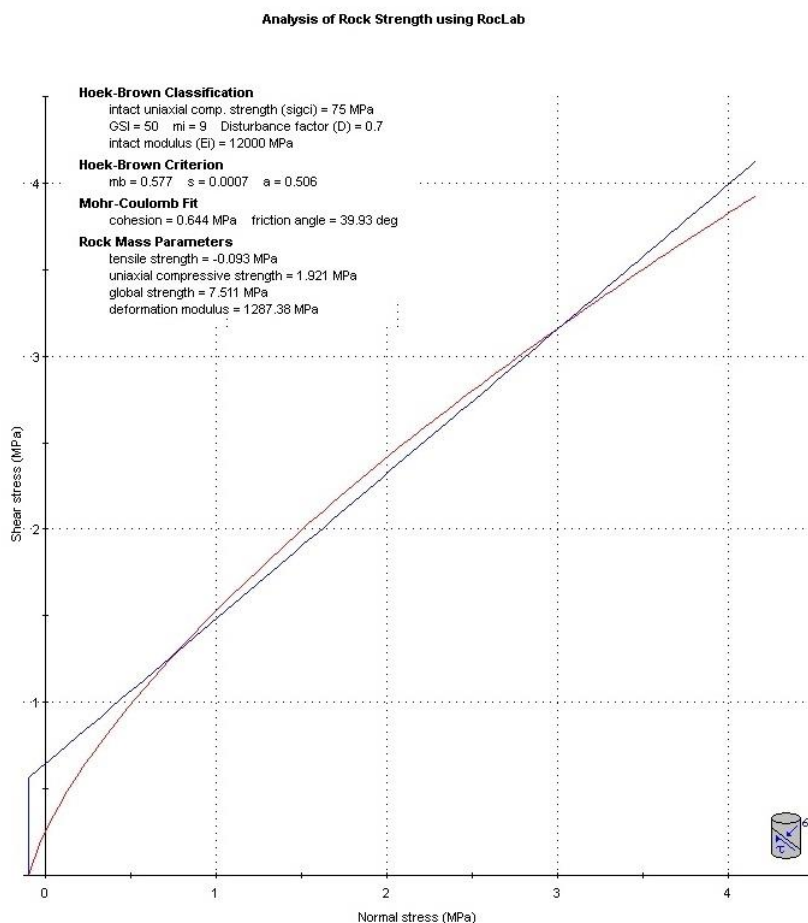


Figura 4.14 – Parâmetros de resistência da rocha obtidos a partir do *RocLab*.

Para analisar este caso é utilizado o modelo 2 com os parâmetros de resistência para o material, presentes na Figura 4.14, tanto para o critério de Hoek-Brown como para o critério de Mohr-Coulomb. No caso da descontinuidade, é utilizado um ângulo de atrito de 30°. O fator de segurança é obtido através do cálculo do  $SRF$  no  $RS^2$ , após a aplicação da redução da resistência do material. Os resultados são apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Resultados da correlação entre o critério de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

Critério de rotura	Fator de segurança
Hoek-Brown	1.17
Mohr-Coulomb	1.22

O fator de segurança obtido apresenta uma ligeira diferença, que não deve ser alheia à definição da tensão normal máxima. O valor deste limite foi definido automaticamente pelo *RocLab* de acordo com as características geométricas e o peso volúmico do talude que, para o presente caso de estudo, pode ter sido definido um pouco acima do valor real. A sobrestimação da tensão normal máxima conduz a uma



coesão superior, resultando numa resistência do material em tensões baixas superior à resistência real, traduzindo-se num fator de segurança superior. Apesar da pequena diferença, pode-se considerar válida a correlação estabelecida.

Aproveitando os cálculos desenvolvidos neste estudo, é possível desenvolver algumas análises paralelas. Entre elas está a observação da definição de blocos devido à rotura do material, originada pela flexão da rocha. Na Figura 4.15 pode-se observar a zona do talude onde surgem tensões de corte mais elevadas e na Figura 4.16 observa-se as zonas em cedência. Ambas as imagens sugerem algumas semelhanças com a geometria que Goodman (1976) introduz para a análise de taludes com instabilidade por *toppling*.

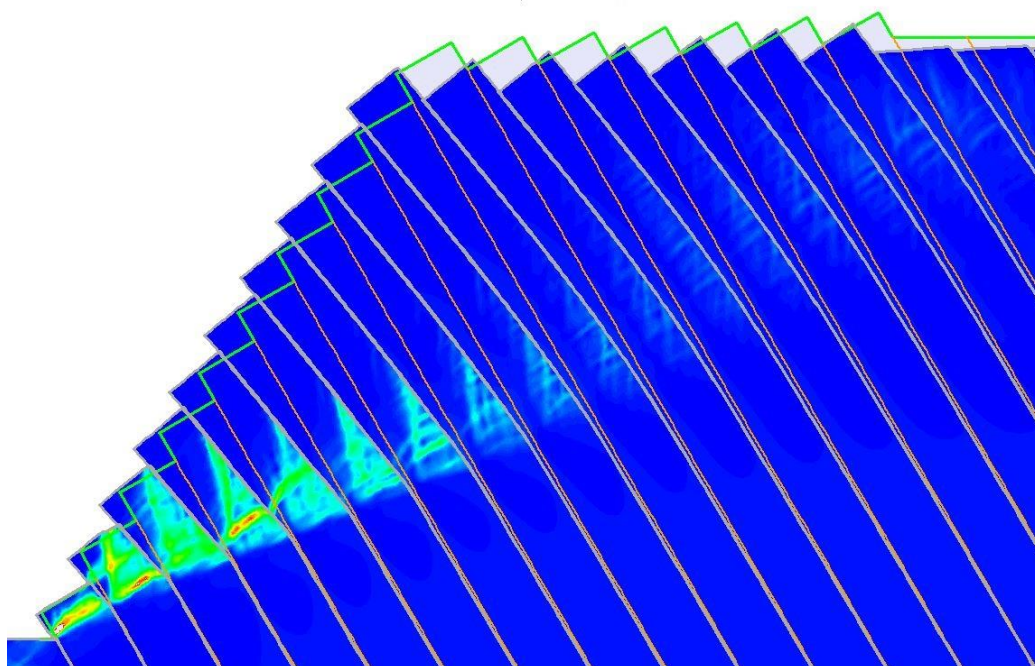


Figura 4.15 – Máxima tensão de corte.

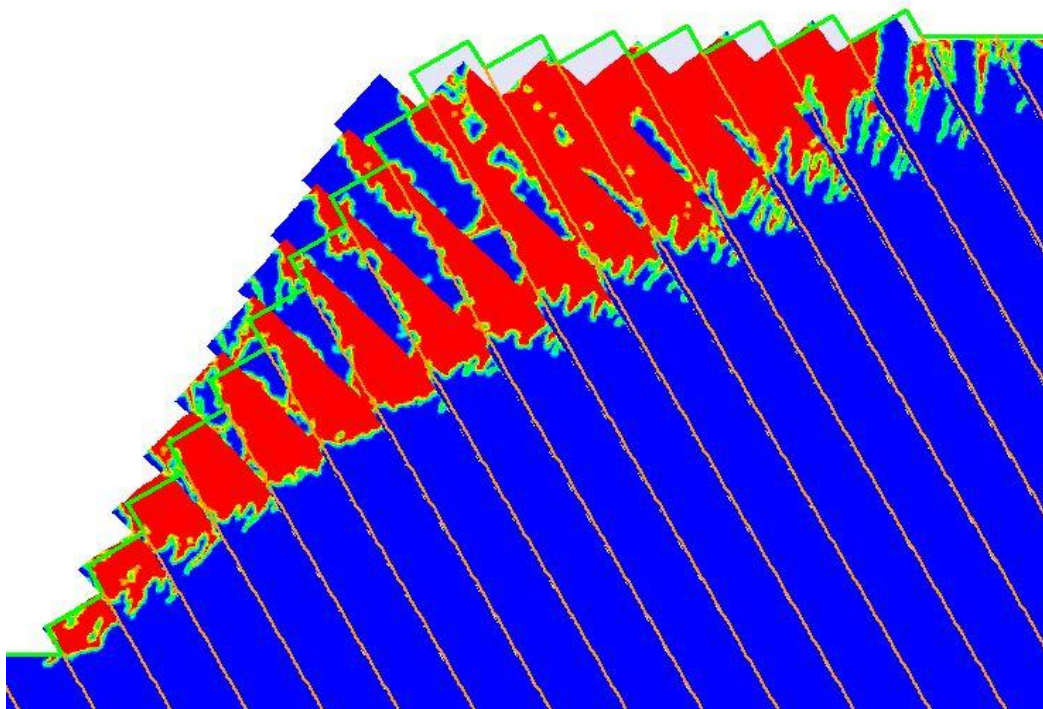


Figura 4.16 – Zonas em cedência.

Outra das análises desenvolvidas foi a utilização do modelo 3 para implementar uma descontinuidade definida com os parâmetros de Mohr-Coulomb equivalentes ao critério de Hoek-Brown. Esta descontinuidade tem as características da rocha e serve para avaliar as diferenças entre a aplicação da redução da resistência ao corte em toda a rocha e a sua aplicação numa zona específica, já que neste cálculo foi definida a aplicação do *SSR* na descontinuidade e não na rocha. O fator de segurança obtido neste cálculo foi de 1.16, que é semelhante ao obtido com o cálculo onde o *SSR* é definido para o material. Na Figura 4.17 pode observar-se as zonas onde as tensões de corte são superiores, permitindo uma comparação com a Figura 4.15. Pode verificar-se que existem semelhanças evidentes nestes dois modelos, reforçando assim a ideia de podermos utilizar esta correlação entre critérios na análise de estabilidade, já que a descontinuidade comportou-se como se de uma rocha se tratasse.

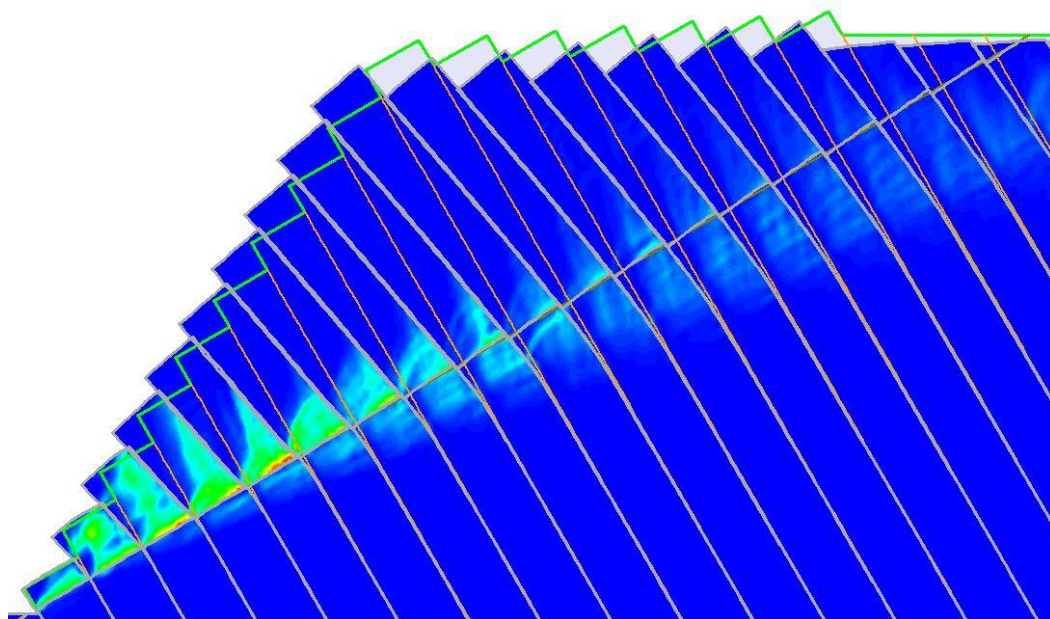


Figura 4.17 – Máxima tensão de corte com a aplicação de uma descontinuidade com parâmetros equivalentes à resistência da rocha.

#### 4.4.2. CRITÉRIOS DE ROTURA DAS DESCONTINUIDADES

No caso das descontinuidades, o critério que mais se aproxima do comportamento real das descontinuidades é o critério de Barton-Bandis contudo este apresenta limitações ao nível da aplicação do cálculo numérico no  $RS^2$ , bem como a aplicação do Eurocódigo 7. A correlação entre este critério e o critério de Mohr-Coulomb tornou-se mais simples após a disponibilização do programa *RocData*, lançado recentemente. Este programa permite desenvolver correlações entre critérios, que até então o *RocLab* não era capaz. Os parâmetros utilizados para estudar esta correlação estão disponibilizados no Quadro 4.7 e os parâmetros obtidos a partir do *RocData* para o critério de Mohr-Coulomb são visíveis na Figura 4.18.

Quadro 4.7 – Parâmetros de Barton-Bandis utilizados.

Parâmetro	Valor atribuído
JCS [MPa]	30
JRC	10
$\phi_r$	30°



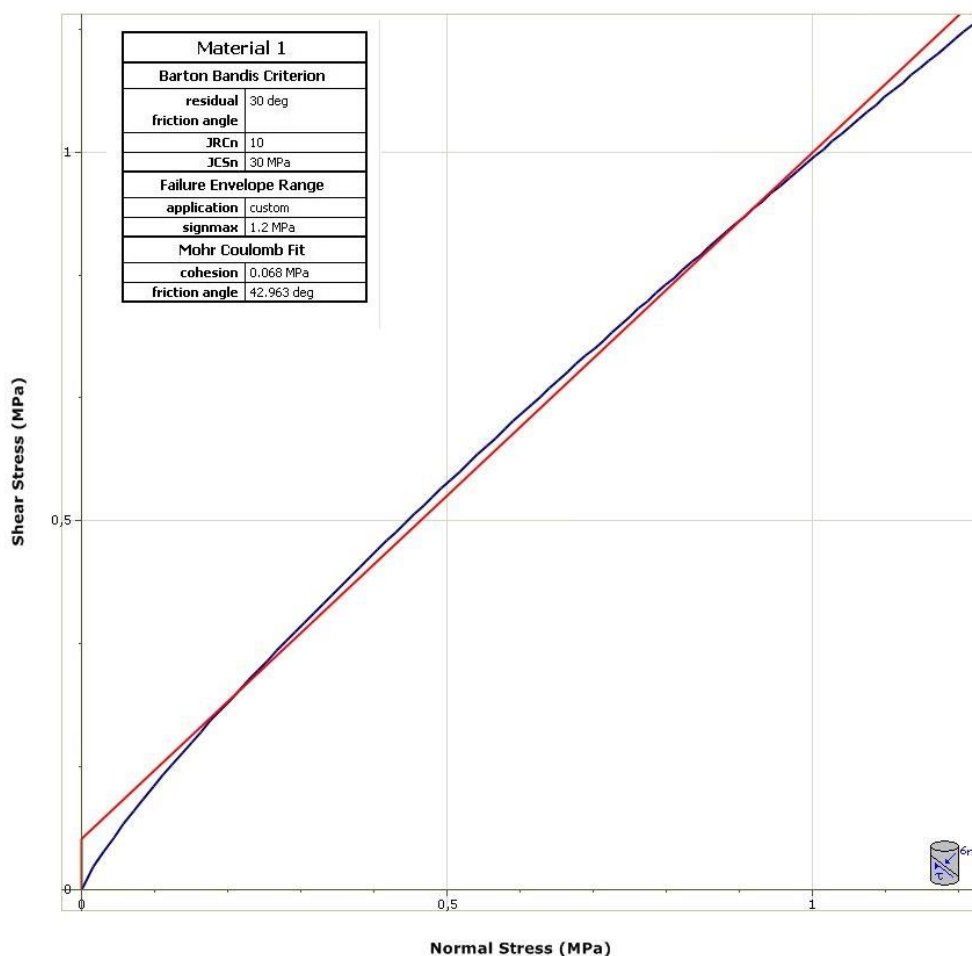


Figura 4.18 – Correlação dos parâmetros do critério de Barton-Bandis com o critério de Mohr-Coulomb.

Implementou-se os parâmetros de cada critério no programa de cálculo analítico *RocTopple* e no programa de cálculo numérico *RS<sup>2</sup>* e os resultados obtidos estão presentes no Quadro 4.8. Como é sabido, o *RS<sup>2</sup>* não efetua o cálculo do *SRF* para os parâmetros de Barton-Bandis. O comportamento dos blocos no cálculo numérico pode ser observado na Figura 4.19 e o cálculo analítico na Figura 4.20.

Quadro 4.8 – Resultados da correlação entre o critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb.

Critério	RocTopple	RS <sup>2</sup>
Barton-Bandis	1.563	-
Mohr-Coulomb	1.584	1.5

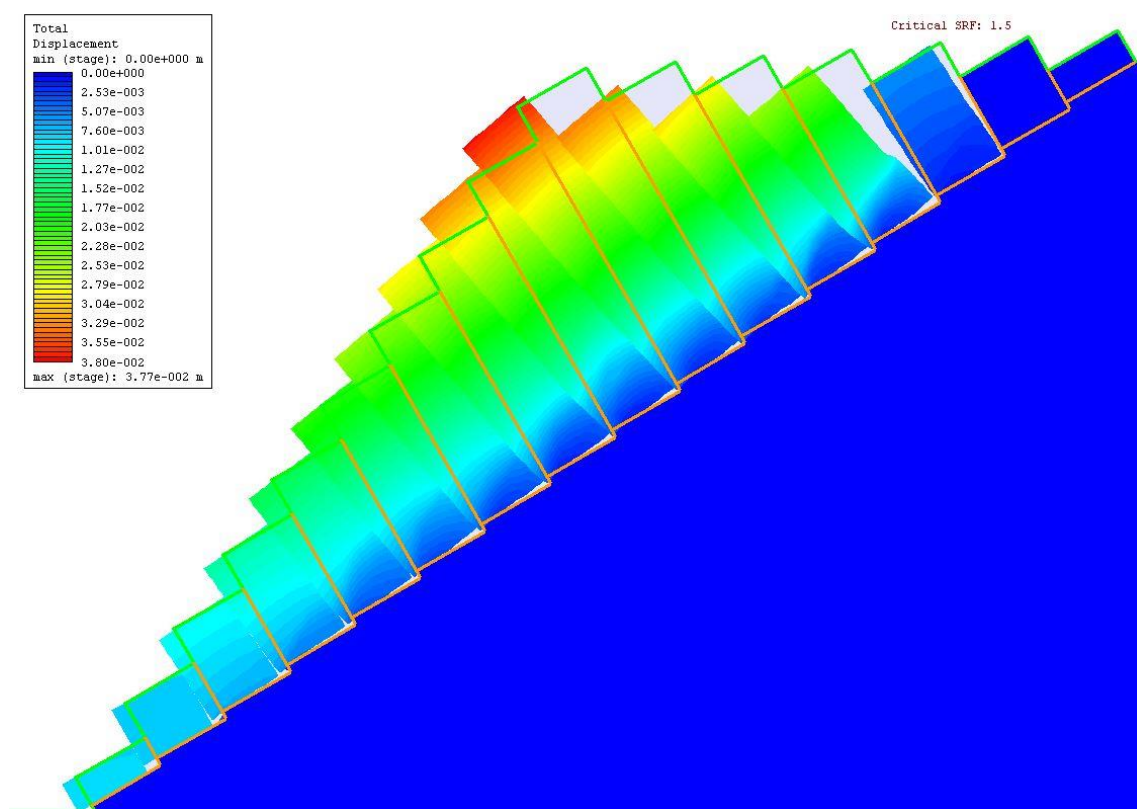


Figura 4.19 – Cálculo numérico utilizando os parâmetros de Mohr-Coulomb.

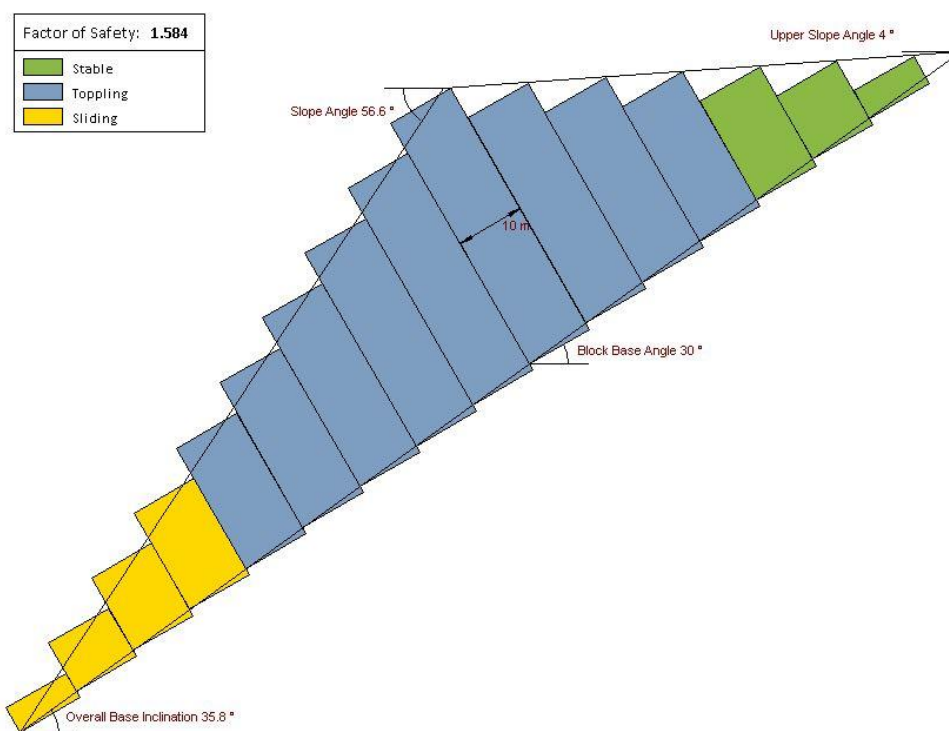


Figura 4.20 – Cálculo analítico utilizando os parâmetros de Mohr-Coulomb.

Pela análise dos resultados do fator de segurança, bem como do comportamento dos blocos, verifica-se que esta correlação cumpre os pressupostos. No cálculo analítico, o fator de segurança é bastante próximo e o cálculo numérico não apresenta uma diferença relevante. Para estes resultados satisfatórios, muito contribuiu a correta definição da tensão normal máxima, que não resultou na sobrestimação da resistência. Ao contrário do estudo levado a cabo para a correlação dos critérios a utilizar na rocha, neste modelo eram conhecidas as dimensões dos blocos, permitindo estimar a tensão normal máxima presente na base dos blocos.

#### 4.5. INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS $JRC$ , $JCS$ E $\phi_r$ NO COMPORTAMENTO DO TALUDE

Neste estudo pretende-se avaliar a influência de cada um dos parâmetros do critério de Barton-Bandis no comportamento de taludes onde ocorre *toppling*. Procura-se encontrar tendências e intervalos onde determinados parâmetros possam ter maior influência no comportamento do talude.

Esta análise paramétrica é desenvolvida com recurso ao programa *RocTopple* sendo que os parâmetros  $JRC$  e  $\phi_r$  são ainda complementados com alguns valores obtidos através do cálculo numérico no  $RS^2$  com parâmetros equivalentes aos de Barton-Bandis.

Na Figura 4.21 e na Figura 4.22 são apresentados os resultados da influência do  $JCS$  no comportamento do talude. Pela análise das curvas, pode-se verificar que existe uma maior variação do fator de segurança para valores de  $JCS$  baixos, com o crescimento a tender a estabilizar a partir de certa altura. A variação do fator de segurança é superior quando os outros dois parâmetros ( $JRC$  e  $\phi_r$ ) são superiores, sendo que este comportamento é mais significativo para descontinuidades que apresentem um coeficiente de rugosidade elevado. A influência deste parâmetro na base e na lateral dos blocos é semelhante, com a excessão das descontinuidades na base do bloco com  $JRC$  elevado, onde a variação do fator de segurança é superior por comparação com a mesma curva para as descontinuidades laterais.

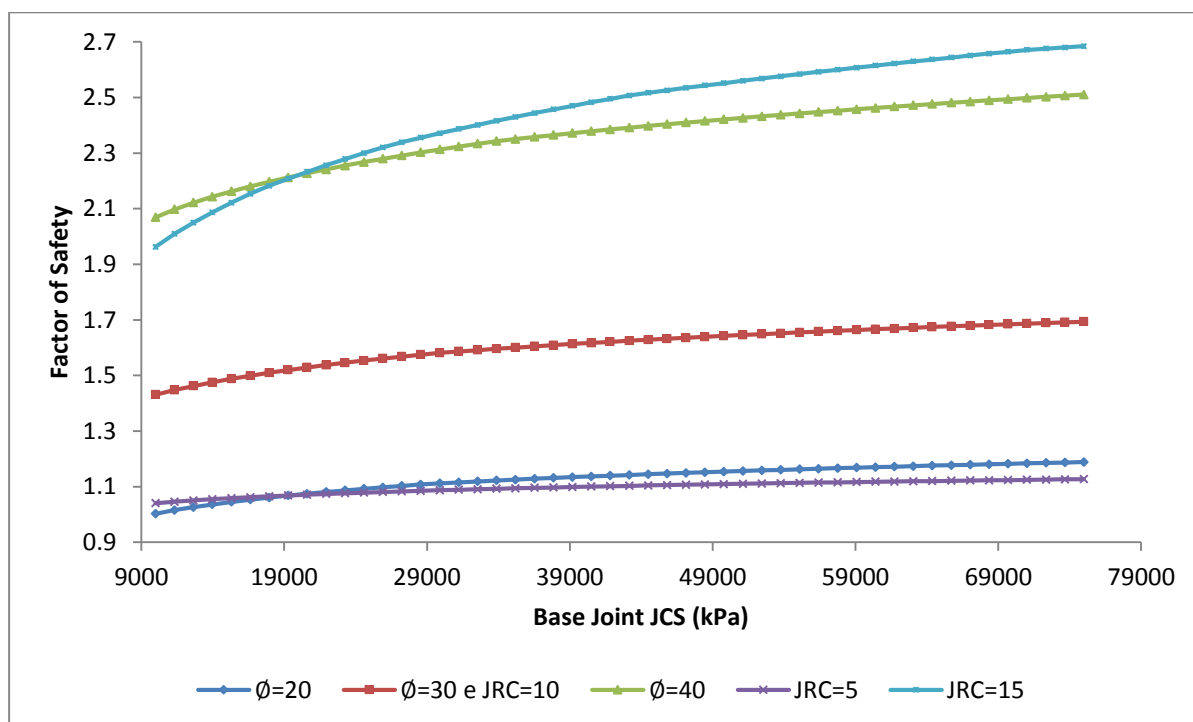


Figura 4.21 – Fator de segurança vs.  $JCS$  das descontinuidades na base dos blocos.

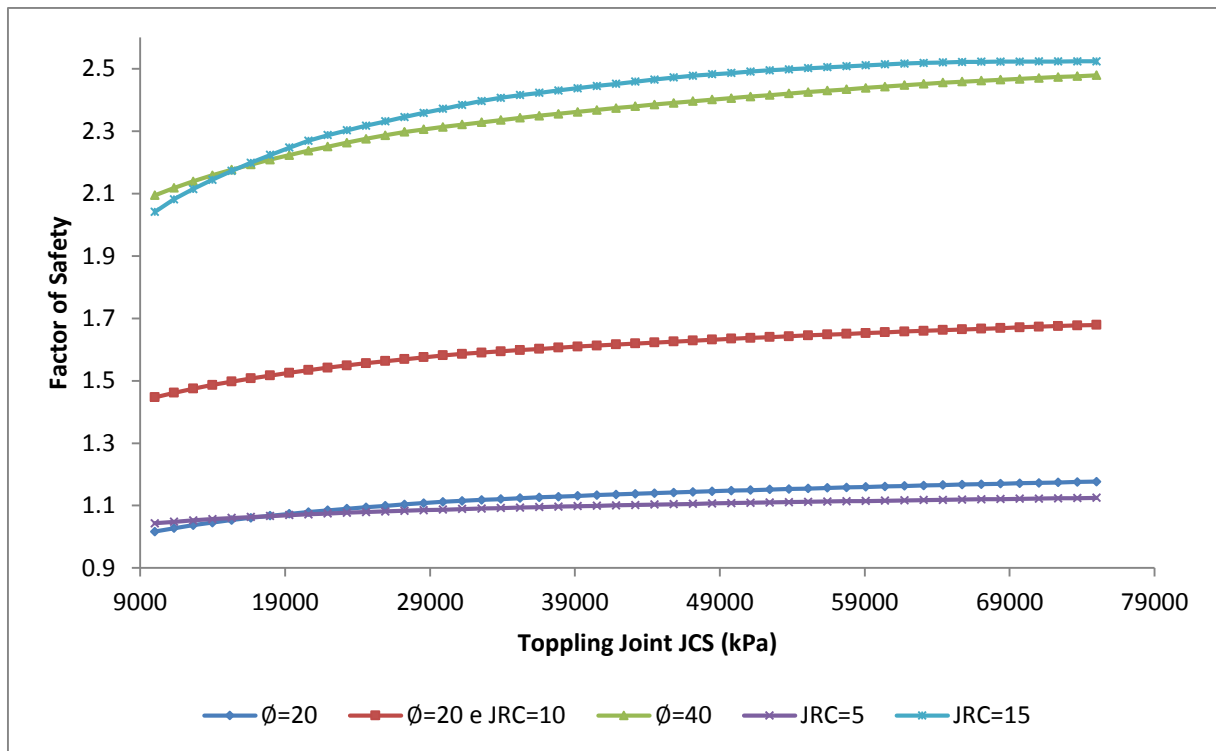


Figura 4.22 – Fator de segurança vs. *JCS* das descontinuidades nas laterais dos blocos.

A evolução do fator de segurança com a variação do parâmetro *JRC* é apresentada na Figura 4.23 e na Figura 2.23 para as descontinuidades da base e das laterais dos blocos, respetivamente. Uma das curvas que mais chama à atenção é a curva que corresponde à variação do fator de segurança quando a resistência à compressão da descontinuidade da base é elevada. Através desta pode concluir-se que pequenas variações do *JRC* podem conduzir a significativas alterações no comportamento do talude quando a descontinuidade da base apresenta um *JCS* elevado. Também se verifica que a partir de certo ponto, o aumento do fator de segurança não é muito significativo, principalmente quando as descontinuidades da base são resistentes. Este ponto, a partir do qual a curva estabiliza, surge mais cedo para as descontinuidades laterais.

É ainda possível observar uma maior diferença entre o cálculo numérico com parâmetros equivalentes quando se avalia este nas descontinuidades laterais do que nas descontinuidades da base. Esta diferença é mais significativa em taludes onde as descontinuidades das laterais dos blocos têm uma rugosidade superior. Na análise da base do bloco, o cálculo numérico está muito próximo do cálculo analítico.

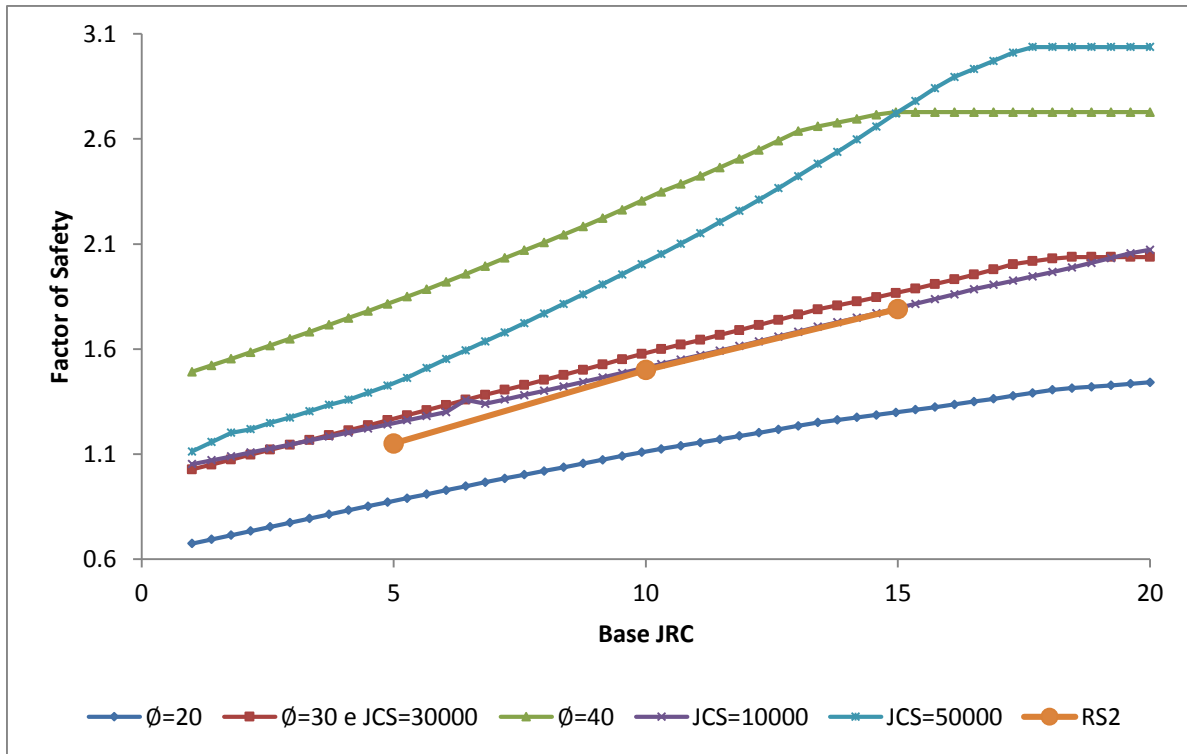


Figura 4.23 – Fator de segurança vs. JRC das descontinuidades na base dos blocos.

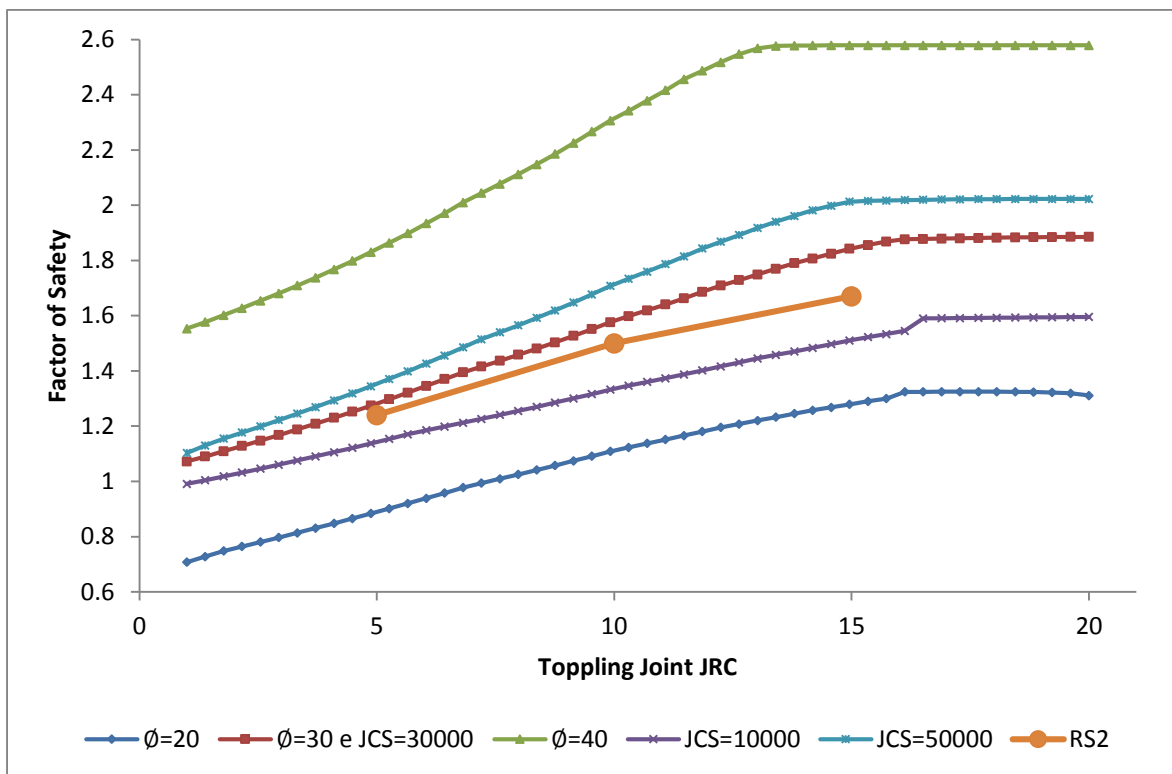


Figura 4.24 – Fator de segurança vs. JRC das descontinuidades nas laterais dos blocos.

Na análise paramétrica do ângulo de atrito residual também se nota a tendência para a estabilização da variação do crescimento a partir de certo ponto, principalmente para descontinuidades na base com elevadas resistência à compressão e rugosidade, bem como nas descontinuidades laterais com *JRC* alto. Nos restantes casos o crescimento do fator de segurança com o aumento do ângulo de atrito residual é quase linear. Também observa-se, tal como nas análises anteriores, que o aumento do fator de segurança do parâmetro é, no geral, superior na análise da descontinuidade da base. Repete-se também a maior diferença entre o cálculo automático e analítico nas variações dos parâmetros das descontinuidades laterais. Outro dos factos que se repete é o menor crescimento do parâmetro em estudo para descontinuidades laterais com elevado *JCS* por comparação com descontinuidades na base com *JCS* alto.

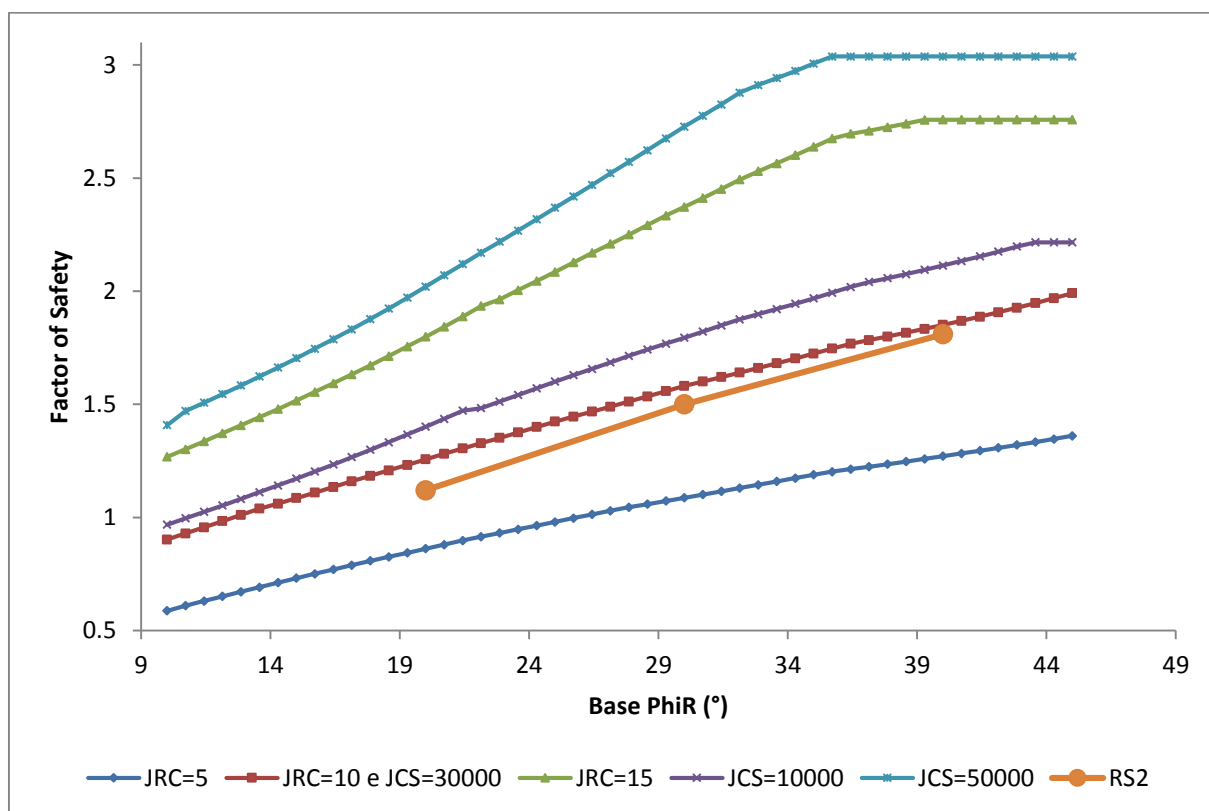


Figura 4.25 – Fator de segurança vs. ângulo de atrito residual das descontinuidades na base dos blocos.

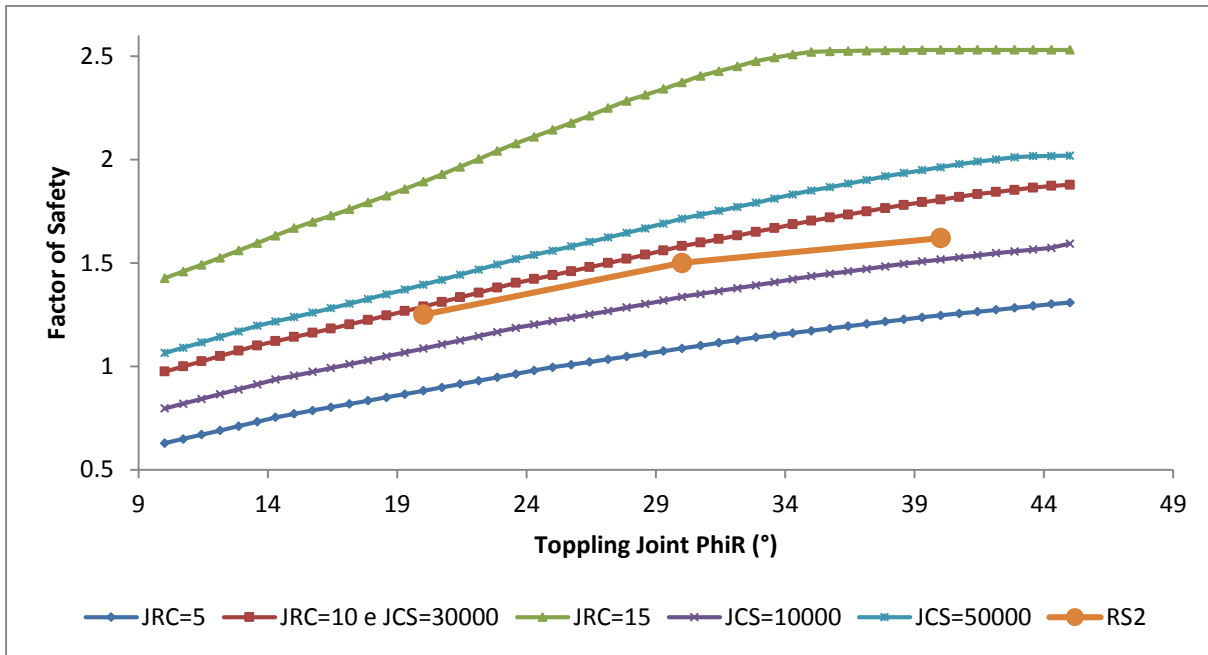


Figura 4.26 – Fator de segurança vs. ângulo de atrito residual das discontinuidades nas laterais dos blocos.

#### 4.6. VARIAÇÃO DA ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES EM RELAÇÃO AO TALUDE

Neste estudo é discutido o limite da diferença entre as orientações do talude e das discontinuidades para que haja possibilidade de ocorrência de *toppling*, como destacado na projecção hemisférica da Figura 4.27

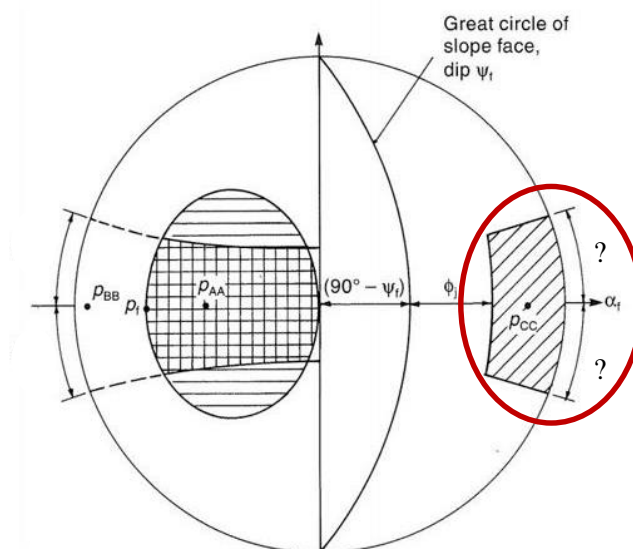


Figura 4.27 – Identificação do limite da diferença de orientações do talude e das discontinuidades na projecção hemisférica.

Como referido em 2.6.5, diferentes autores sugerem diferentes limites para esta variação. Com o estudo aqui apresentado pretende-se clarificar este ponto com recurso a modelos numéricos, que poderão ajudar a compreender melhor a aplicabilidade das propostas existentes. Utilizou-se o modelo 3 com uma pequena modificação na geometria dos blocos, em que estes deixam de ser rigorosamente definidos. Esta alteração surge para evitar eventuais erros na definição das descontinuidades quando estas têm orientação diferente de  $90^\circ$ .

Na Figura 4.28 é representada uma vista em planta que ilustra a variação da orientação das descontinuidades em relação à face do talude. As linhas a preto representam os blocos e a linha de contorno, a vermelho, representa a face do talude. Esta variação dificulta o derrube dos blocos, pois a direção preferencial para que os blocos se derrubem (seta a preto) é diferente da orientação de derrube (seta a vermelho) que o talude lhe proporciona. Apesar desta explicação com recurso a uma vista de um talude em 3D, o cálculo desenvolvido pelo  $RS^2$  é em 2D. Na Figura 4.28a) as descontinuidades e a face do talude apresentam a mesma orientação, resultando num modelo onde o programa não efetua nenhuma projecção, pois as descontinuidades e o talude encontram-se no mesmo plano. No caso da Figura 4.28b) como existe variação da orientação das descontinuidades, o seu plano varia e o programa efetua uma projecção para o mesmo plano do talude. As Figura 4.29 e Figura 4.30 representam dois modelos utilizados para este estudo. Na primeira tem-se um modelo onde não é feita qualquer projecção, já no segundo modelo é feita uma projecção onde estão assinaladas as diferenças em relação ao modelo que não sofre variação da orientação. Nas setas a laranja estão representadas as translações da descontinuidade e a variação do espaçamento. A seta verde indica o sentido da translação da base dos blocos.

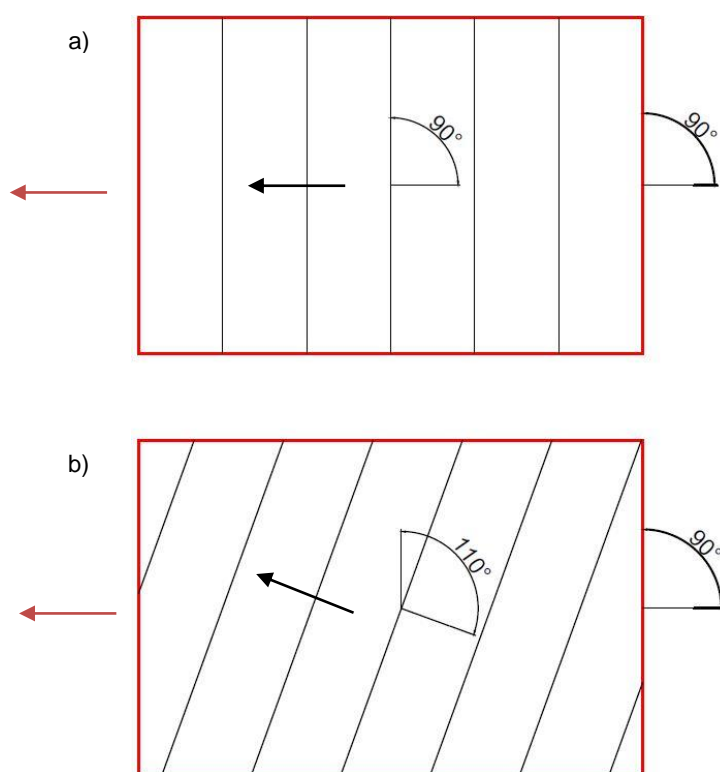


Figura 4.28 – Vista em planta da variação da orientação das descontinuidades em relação à face do talude. a) orientação das descontinuidades igual à da face do talude; b) orientação das descontinuidades com uma variação de  $20^\circ$  em relação à face do talude.



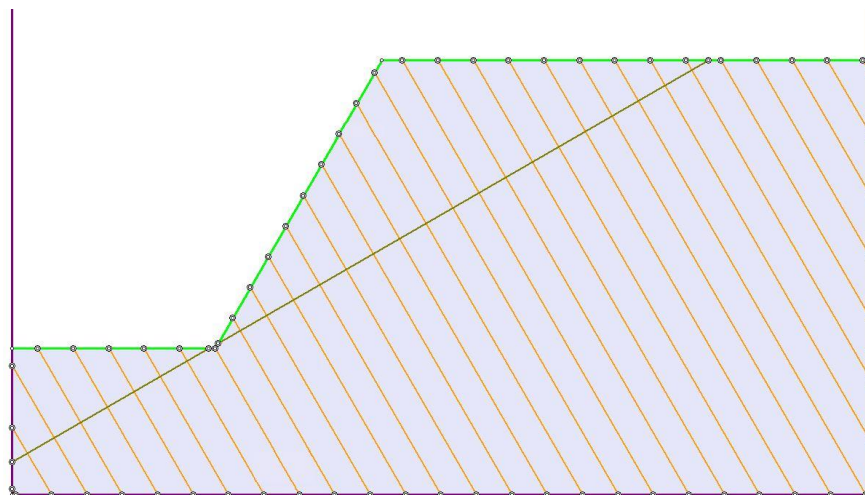


Figura 4.29 – Modelo com o talude e as descontinuidades com uma orientação de 90°.

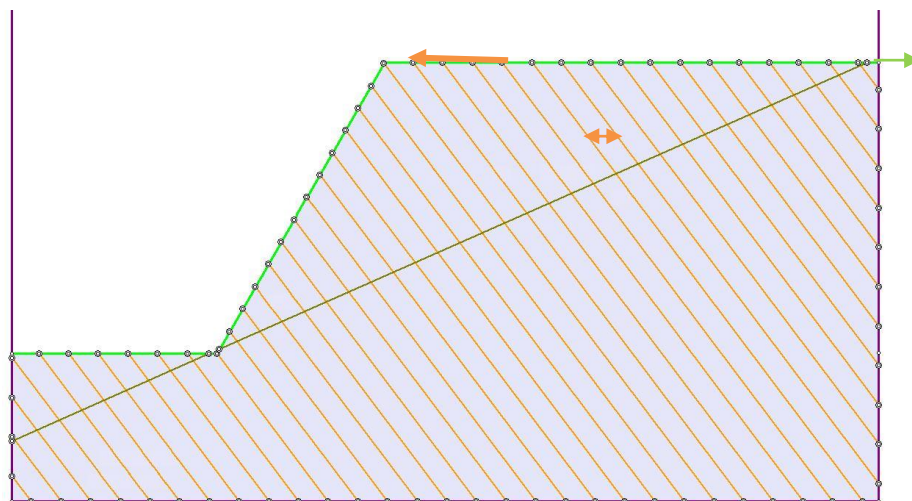


Figura 4.30 – Modelo onde as descontinuidades têm uma diferença de 40° em relação à face do talude.

Desenvolveu-se um modelo para várias diferenças entre as orientações e os resultados obtidos estão representados na Figura 4.31.

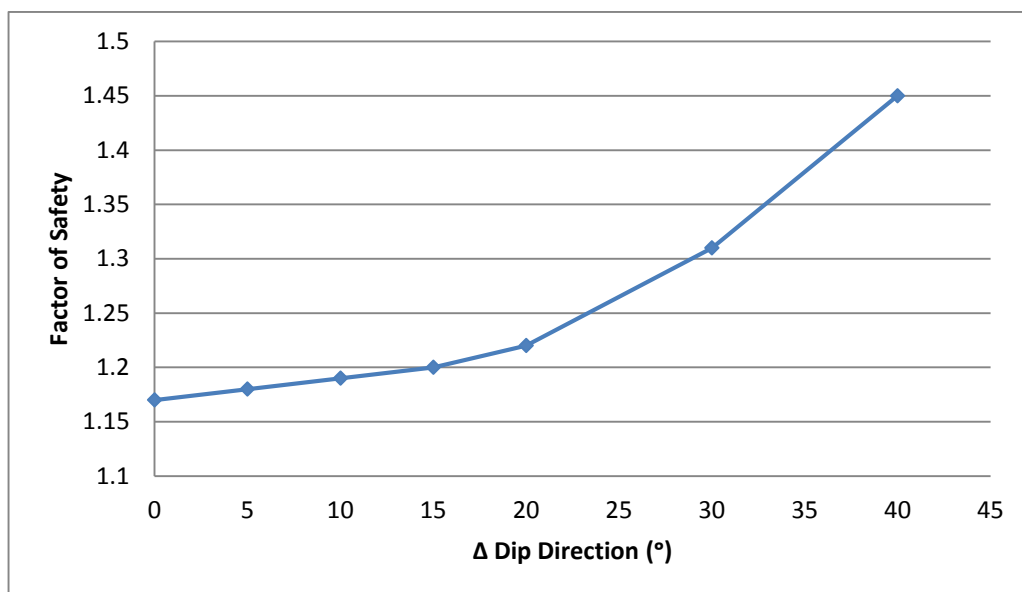


Figura 4.31 – Variação do fator de segurança com o azimuth da descontinuidade.

Os resultados obtidos são muito interessantes sendo possível verificar um ligeiro aumento do fator de segurança entre os 0° e os 15° e a partir dos 20° ocorre o maior aumento do fator de segurança. Isto quer dizer que a partir deste valor o risco de ocorrer *toppling* é significativamente inferior ao registado para variações da orientação abaixo dos 20°.

# 5

## CONCLUSÕES

### 5.1. CONCLUSÕES

O desenvolvimento da presente dissertação permitiu chegar a um conjunto de conclusões que, entre outras que foram sendo referidas ao longo do texto em especial na discussão dos resultados obtidos, aqui se passam a referir.

Na análise de resultados verificou-se a importância de definir uma malha adequada ao modelo numérico, de modo a não assumir valores para o fator segurança muito acima do real, conduzindo a erros no dimensionamento que podem ter consequências catastróficas. Também foi possível constatar que a estabilização da solução não é igual em todos os modelos, nem as oscilações ocorrem da mesma forma num mesmo modelo mas associado a critérios de resistência diferentes.

A comparação entre os cálculos analítico e numérico, onde surgia a necessidade em validar a Folha de Cálculo para se proceder a análises em taludes com geometria de blocos irregulares, evidenciou uma pequena falha no cálculo da força necessária para estabelecer o equilíbrio dos blocos em relação ao deslizamento. A tentativa de colmatar esta falha permitiu conhecer a forma como a *Rocscience* definiu o cálculo desta força no *RocTopple*, dispensando a utilização da equação proposta por Goodman & Bray (1976) para valores negativos. Apesar de o comportamento dos blocos obtido a partir da Folha de Cálculo não ser semelhante ao *RocTopple* e  $RS^2$ , consequência desse problema detetado, o fator de segurança obtido mostrou estar em conformidade com estes programas de cálculo analítico e numérico. Verificou-se ainda pequenas diferenças de comportamento dos blocos entre os resultados obtidos pelo *RocTopple* e  $RS^2$ .

Apesar da constante evolução dos programas de cálculo automático e da constante atualização e implementação de novas ferramentas, que em muito contribuem para a aproximação dos modelos teóricos aos reais, existem ainda aspetos a serem melhorados. Perante as dificuldades que prevalecem, realizou-se a presente dissertação com o intuito de avaliar mecanismos para os ultrapassar. A definição de descontinuidades e da rocha segundo critérios de rotura não lineares tem como dificuldades a utilização de algumas ferramentas nos programas de cálculo automático, bem como a implementação do Eurocódigo 7.

Nos estudos das correlações entre critérios de rotura, os resultados foram muito interessantes. Na correlação entre o critério de Hoek-Brown e Mohr-Coulomb os resultados apresentaram uma ligeira diferença. Esta diferença relaciona-se com a definição da tensão normal máxima, provando a necessidade de ter em atenção este aspeto, pois pode resultar em correlações que pecam por defeito ou por excesso. Para a correlação dos critério de Barton-Bandis e Mohr-Coulomb este problema não se verificou pois a tensão normal máxima foi melhor definida devido ao tipo de modelo, resultando em fatores de segurança e comportamentos semelhantes. Com a verificação da fiabilidade destas correlações

pode-se concluir que a implementação de critérios de rotura não linear pode ser feita através deste mecanismo, facilitando também a aplicação do Eurocódigo 7 no dimensionamento dos taludes.

No que diz respeito às análises paramétricas desenvolvidas para os parâmetros de Barton-Bandis, verificou-se que de um modo geral o comportamento do talude reflete as variações introduzidas. Através de uma análise um pouco mais detalhada verificou-se que em descontinuidades com um ângulo de atrito elevado, a variação do *JRC* deixa de ter influência nos resultados a partir de um determinado valor (a partir de 13 sensivelmente). As variações do fator de segurança são mais acentuadas quando o *JRC* e  $\phi_r$  aumentam nas descontinuidades da base que apresentem valores de *JCS* elevados e que também a partir de certo ponto, esta variação deixa de se verificar.

Devido às diversas propostas apresentadas, na bibliografia dedicada ao tema, para a diferença entre as orientações das descontinuidades e da face do talude de modo a que o *toppling* se possa desenrolar, na presente dissertação procurou-se esclarecer esta divergência de propostas. Relativamente a este limite, obteve-se uma curva com um comportamento esperado. Tendo em conta as propostas dos diversos autores, pode-se concluir que a proposta de Wyllie (1999) é a que mais se aproxima dos resultados obtidos, já que a variação do fator de segurança até os 20° não é muito acentuada. A partir dos 20° o crescimento do fator de segurança é muito superior, pelo que esse valor pode ser considerado adequado.

Como todos os estudos foram desenvolvidos recorrendo a programas de cálculo automático, esta dissertação permitiu avaliar as potencialidades de alguns desses programas. Exemplo disso é a aplicação do *SSR* para determinar o *SRF* nos diferentes critérios de rotura, de forma direta ou através de correlações, em modelos numéricos calculados pelo *RS<sup>2</sup>*. A avaliação da diferença entre as orientações das descontinuidades e da face do talude permitiu compreender e explorar a opção de introduzir as descontinuidades de forma implícita. O estudo da correlação entre critérios permitiu também a verificação da aplicabilidade do programa *RocData*, disponibilizado recentemente, e que aqui fica comprovada a sua utilização.

## **5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

De modo a completar algum trabalho iniciado nesta tese, existe todo o interesse em que a Folha de Cálculo continue a ser evoluída. Nesse sentido algumas melhorias poderiam ser aplicadas de modo a confirmar este programa como uma alternativa ao programa *RocTopple*. Algumas das evoluções que podem ser implementadas são:

- Melhoria do cálculo da força  $P_{n-1}$ ;
- Implementação do cálculo probabilístico;
- Análise sísmica;
- Introdução de medidas de estabilização;
- Adoção de código *VBA* de modo a simplificar alguns processos.

No que diz respeito à diferença entre as orientações das descontinuidades e da face do talude de modo a que o *toppling* se possa desenrolar seria interessante verificar os resultados obtidos nesta dissertação através de um modelo *3D*.

## BIBLIOGRAFIA

- Barton, N. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 287-332.
- Barton, N. (1976). The Shear Strength of Rock and Rock Joints. Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Norway.
- Barton, N. (1981). Shear Strength Investigations for Surface Mining. Vancouver.
- Barton, N. (2013). Shear strength criteria for rock, rockjoints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 249-261.
- Barton, N. (2014). Shear strength of rock, rock joints and rock masses – problems and some solutions. Vigo.
- Barton, N., & Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Rock joints, proc. int. symp. on rock joints*, (pp. 603-610). Rotterdam: Balkema.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics*.
- Blyth, F., & de Freitas, M. H. (1984). *A Geology for Engineers*. Oxford.
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (2005). *Rock Mechanics for underground mining*. New York .
- Camacho, P. (n.d.). *madeiradailyphoto*. Retrieved from <http://madeiradailyphoto.blogspot.pt/2010/09/pico-do-areeiro-rocks.html>
- Deere, D., & Miller, R. (1966). *Engineering Classification and Index Properties of Rock*. Illinois.
- Delgado, R. M. (1990). *MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS*. FEUP, Porto.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. New York.
- Goodman, R. E., & Bray, J. W. (1976). Toppling of Rock Slopes. *Specialty Conf. on Rock Engrg. for Foundations and Slopes*, ASCE. New York.
- Goodman, R. E., & Kieffer, D. S. (2000, Agosto). Behavior of Rock in Slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Goodman, R. E., & Shi, G.-h. (1985). *Block Theory and Its Application to Rock Engineering*. New Jersey.
- Hoek, E. (1966). Rock Mechanics - an introduction for the practical engineer. *Mining Magazine*.
- Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion. *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics*, 227-229.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*. London and New York.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *JOURNAL OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION*, 1013-1035.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. *NARMS-TAC Conference*. Toronto.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Rotterdam.

- Hoek, E., Wood, D., & Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. *Proceedings of the International ISRM Symposium on Rock Characterization*. Chester, UK.
- Hudson, J. A., & Harrison, J. P. (2010). *Engineering rock mechanics. An introduction to the principles*. Oxford.
- Matos Fernandes, M. d. (2011). *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica* (Vol. 2). FEUP, Porto.
- Mesquita, V. (2013). Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Blocos em Taludes Rochosos. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto.
- Muralha, J. (2012). Rock joint shear tests. Methods, results and relevance for design. *National Laboratory for Civil Engineering, Portugal*.
- Rocscience. (2013). Retrieved from <https://www.rocscience.com/rocscience/products/roctopple>. Acedido em 16-05-2015
- Rocscience. (2013). Retrieved from <https://www.rocscience.com/help/roctopple/webhelp/RocTopple.htm>. Acedido em 16-05-2015
- Tatone, B. S., & Grasselli, G. (2009). ROCKTOPPLE: A spreadsheet-based program for probabilistic block-toppling analysis. *Computers & Geosciences*.
- Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid .
- Wyllie, D. C. (1980, Fevereiro). *Toppling Rock Slope Failures - Examples of Analysis and Stabilization*. Vancouver.
- Wyllie, D. C. (1999). *Foundations on Rock*. London and New York.
- Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2005). *Rock Slope Engineering*. New York.

## ANEXOS

### ANEXO 1 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite , rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

ANEXO 2 – VALORES DE  $m_i$  PARA ROCHAS INTACTAS

Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina
Sedimentares	Clásticas		Conglomerados (21±3) Brechas (19±5)	Arenitos 17±4	Siltito 7±2 Grauvaques (18±3)	Argilito 4±2 Xisto Argiloso (6±2) Margas (7±2)
	Não Clásticas	Carbonatos	Calcário cristalino (12±3)	Calcário cristalino (10±2)	Calcário micro- cristalino (9±2)	Dolomites (9±3)
		Evaporitos		Gesso 8±2	Anidrito 12±2	
		Orgânicas				Cré 7±2

Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina
Ígneas	Plutónicas	Claras	Granito 32±3	Diorito 17±4		
			Granodioritos 29±3			
		Escuras	Gabro 27±3	Dolerito 16±5		
			Norite 20±5			
	Hipoabissais		Pórfiros (20±5)		Diabase (15±5)	Periodotito (25±5)
	Vulcânicas	Lavas		Riolito (25±5) Andesito 25±5	Dacito (25±3) Basalto (25±5)	
		Piroclastos	Conglomerado (19±3)	Brecha (19±5)	Turfa (13±5)	








Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina
Metamórficas	Não foliadas	Mármore 9±3	Hornblendas (19±4) Metaarenitos (19±3)	Quartzitos 20±3	Dolomites (9±3)	
	Ligeiramente Foliadas	Migmatitos (29±3)	Anfibolites 26±6	Gneisse 28±5		
	Foliadas		Xistos 12±3	Filitos (7±3)	Ardósias 7±4	

### ANEXO 3 – DETERMINAÇÃO GSI/

<b>GSI - Geological Strength Index</b> Índice Geológico de Resistência - maciços diaclasados A partir da litologia, da estrutura do maciço e das características das superfícies das suas descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não ser demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI=33-37 que afirmar GSI=35) É de referir que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorram descontinuidades desfavoravelmente orientadas determinarão o comportamento da escavação. No caso de descontinuidades com preenchimento que se possa deteriorar com a presença de humidade, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A acção da pressão da água é analisada em função das tensões efectivas.		<b>CONDIÇÕES DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES</b>				
<b>ESTRUTURA</b>		MUITO BOAS - Muito rugosas, inalteradas	BOAS - Rugosas, pouco alteradas, vestígios de oxidação	RAZOÁVEIS - Lisas, moderadamente alteradas a alteradas	FRACAS - Polidas, superfícies muito alteradas com revestimento compacto ou com preenchimentos de material argiloso	MUITO FRACAS - Polidas, superfícies muito alteradas com revestimento ou preenchimento argiloso mole
	INTACTA OU MACIÇA - Rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.	90	80		NA	NA
	COMPARTIMENTADO - Maciço rochoso não perturbado, constituído por blocos cúbicos bem travados entre si, definidos por três famílias de descontinuidades.		70	60		
	MUITO COMPARTIMENTADO - Maciço rochoso parcialmente perturbado com blocos angulares e multifacetados, travados entre si, formados por 4 ou mais famílias de descontinuidades.			50		
	COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO - Maciço rochoso dobrado e/ou cisalhado, com blocos angulosos formados por bastantes interseções de várias descontinuidades. Persistência da xistosidade ou planos de fraqueza.			40	30	
	DESINTEGRADO - Maciço rochoso muito perturbado, muito fracturado, com mistura de material angular e arredondado.				20	
	FOLIADO/LAMINADO - Maciço rochoso foliado, dobrado e tectonizado; A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados; sem formação de blocos devido à prevalência da xistosidade.	NA	NA			10

ANEXO 4 – FACTOR  $D$  QUE DEPENDE DA PERTURBAÇÃO DO MACIÇO

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting  $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting  $D = 0.7$ Mechanical excavation